

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI EN LA VÍA BIBLIÁN - ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000”

*Trabajo de Titulación previo a la obtención
del Título de Ingeniero Civil*

AUTORES:

Gloria Verónica Corte Sisalima

Byron Xavier Puin Gutama

DIRECTOR:

Ing. Cristian Iván Coello Granda MSc

Cuenca – Ecuador

2016



RESUMEN

El servicio de la vía Biblian-Zhud ha sido interrumpido en varias ocasiones por los deslizamientos que existen en la zona de El Tambo, siendo el principal el Macro deslizamiento de Cachi. Los deslizamientos se originan por las características geológicas de la zona y por los efectos del agua sobre las masas de suelo. Por este motivo, el presente trabajo de titulación está enfocado al análisis de estabilidad del lugar desde el punto de vista geotécnico en la parte superior del margen izquierdo de la vía y un análisis hidrológico del sitio completo. Con los resultados del análisis realizado se propondrá un diseño geotécnico y de drenaje para mitigar los efectos del Macro deslizamiento sobre la vía. El diseño comienza recopilando la información hidrológica a partir de la base de datos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), la información geotécnica de las zonas de influencia será proporcionada por la asociación de empresas consultoras Consulproy-Consulnac-Consultoracav. Del análisis hidrológico se determinan los parámetros de diseño como intensidades y caudales máximos para el dimensionamiento de las estructuras como: cunetas de coronación, subdrenes, canales colectores y alcantarillas. La información geotécnica y geológica se utiliza para la obtención de los tres perfiles estratigráficos, resistencia de materiales y finalmente en el cálculo de estabilidad del talud mediante el uso del software SLOPE/W, con el fin de realizar el movimiento de tierra más adecuado en el sitio desde el punto de vista de seguridad y economía. Finalmente, después de realizar el análisis, se determinó que la geometría de los taludes para los perfiles 1 y 2 tendrá una pendiente de 2.5:1 y altura de 7m, mientras que el perfil 3 está conformado por taludes de 12m de altura y pendiente de 2:1. Con las medidas de estabilidad introducidas se alcanzó un aumento en el factor de seguridad tanto a nivel local en la corona, como a nivel global. Las soluciones geotécnicas y de drenaje propuestas fueron validadas mediante simulaciones para condiciones normales y las más desfavorables, es decir cuando el suelo se encuentra totalmente saturado. El diseño final será presentado a través de planos con las alternativas geotécnicas y de drenaje adoptadas.

PALABRAS CLAVES:

Deslizamiento
Estabilidad
Talud
Drenaje
Subdren
Superficie de falla
Factor de seguridad
SLOPE/W



ABSTRACT

The service of the Biblián – Zhud highway has been interrupted several times because of the landslides that exist in the zone of El Tambo, being the principal the macro landslide of Cachi. The landslides' origins are caused by the geological characteristics of the zone and because of the water effects over the soil masses. For this reason, the present graduate work is focused in the stability analysis of the place from the geotechnical point of view in the top part of the left margin of the highway and a hydrological analysis of the complete site. With the results of the complete analysis, it will be proposed a geotechnical and drainage design in order to extenuate the Macro landslides' effects over the road. The design starts by collecting hydrological information from the "Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología" (INAMHI) databases, the geotechnical information of the influence zones will be provided by the consulting companies association "Consulproy-Consulnac-Consultoracav". From the hydrological analysis it will be determined the design parameters like intensities and maximum flowrates for the sizing of the structures like: coronation ditches, sub drains, collector ditches and sewers. The geotechnical and geological information is used for getting the three strategic profiles, materials resistance and finally in the calculation of slope stability with SLOPE/W software, in order to do the most suitable soil movement in the place, from the security and economic points of view. Finally, after the analysis, it was determined the slope geometry for the profiles 1 and 2 will have a ratio of 2.5:1 and a height of 7m, while the profile 3 is formed by slopes of 12 m of height and a ratio of 2:1. With the introduced stability measures, it reached an increase in the factor of safety at a local level and global level. The purposed geotechnical and drainage solutions were tested through recreations for normal and the worst conditions, it means, when the soil is totally saturated. The final design will be presented through plans with the adopted geotechnical and drainage alternatives.

KEY WORDS:

Landslide
Stability
Slope
Drainage
Sub drain
Slip Surface
Factor of safety
SLOPE/W



ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	14
1.1. Introducción	14
1.2. Objetivos	15
1.3. Justificación	15
1.4. Antecedentes	16
CAPÍTULO 2. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO	18
2.1. Ubicación y descripción de la zona de estudio	18
2.1.1. Descripción hidrológica	19
2.1.2. Geología Regional	19
2.1.3. Macro deslizamiento de Cachi	20
2.2. Información Base	20
2.2.1. Procesamiento de la Información	21
2.3. Estudio Hidrológico.	28
2.3.1. Precipitación Máxima en 24 horas	28
2.3.2. Método Racional Americano	31
2.4. Diseño Hidráulico: Drenaje y Subdrenaje	35
2.4.1. Drenaje superficial	35
Cunetas de coronación	35
Canales colectores	36
Rápidas	36
2.4.2. Subdrenaje	38
Subdrenaje Longitudinal	38
2.5. Alcantarillas	42
2.6. Análisis de estabilidad de Taludes	42
2.6.1. Factor de seguridad	43
2.6.2. Métodos de equilibrio límite	44
2.6.3. Método pseudoestático de equilibrio límite	51
2.6.4. Back Analysis	54
2.6.5. Procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes usando el programa SLOPE/W	54
CAPÍTULO 3. APLICACIÓN AL MACRO DESLIZAMIENTO	56
3.1. Condición actual	56



3.2. Análisis de estabilidad en condiciones actuales	57
3.3. Análisis de estabilidad de taludes con diferentes alternativas.	60
3.3.1. Probabilidad de riesgo	64
3.4. Dimensionamiento hidráulico de los elementos de drenaje y subdrenaje.	64
3.4.1. Precipitación máxima en 24 horas	64
3.4.2. Intensidad Máxima en 24 horas	66
3.4.3. Caudales de diseño	66
3.4.4. Cunetas de Coronación	67
3.4.5. Canales Colectores	68
3.4.6. Subdrenes	69
3.4.7. Rápidas	71
3.4.8. Alcantarillas	72
3.5. Análisis de resultados	73
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	75
CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA	78
CAPÍTULO 6. ANEXOS	80
Anexo 1. Planos de diseño.....	80
Anexo 2. Mapa Hidrogeológico del Ecuador	84
Anexo 3. Resultados de las perforaciones y calicatas.....	85
Anexo 4. Mapa de Zonificación de intensidades del INAMHI	96
Anexo 5. Factores de seguridad en condiciones actuales	97
Anexo 6. Factores de seguridad con las alternativas planteadas	103
Anexo 7. Distribución de Gumbel	124
Anexo 8. Distribución de estadístico de Kolmogorv – Smirnov (D_n).....	125
Anexo 9. Diseño Hidráulico de los elementos de Drenaje	126



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Fotografía satelital del Macro deslizamiento de Cachi año 2004	16
Figura 1.2 Fotografía satelital del Macro deslizamiento de Cachi año 2012	17
Figura 2.1 Ubicación del sitio inestable.	19
Figura 2.2 Ubicación de las Perforaciones y Calicatas	22
Figura 2.3 Ubicación de las estaciones meteorológicas.	28
Figura 2.4 Curvas IDF de la estación pluviográfica de Ortigas.	34
Figura 2.5 Velocidades permisibles al pie de las rápidas.	37
Figura 2.6 Sección transversal de un subdren longitudinal.	39
Figura 2.7 Fuerzas actuantes sobre una dovela.....	44
Figura 2.8 Polígono de fuerzas sobre la dovela.	45
Figura 2.9 Función semisinusoide.....	49
Figura 2.10 Fuerzas actuantes sobre una dovela para el método de Morgenstern y Price.....	50
Figura 2.11 Ecuador, Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona.	52
Figura 3.1 Perfil 1 en condiciones actuales.	58
Figura 3.2 Perfil 2 en condiciones actuales.	58
Figura 3.3 Perfil 3 en condiciones actuales.	59
Figura 3.4 Esquema general de los cortes.	61
Figura 3.5 Factor de seguridad del perfil 1 sin sismo (alternativa 2).....	63
Figura 3.6 Factor de seguridad del perfil 2 sin sismo (alternativa 2).....	63
Figura 3.7 Factor de seguridad del perfil 3 sin sismo (alternativa 2).....	64
Figura 3.8 Ajuste de Gumbel para precipitaciones máximas en 24 horas.	65
Figura 3.9 Esquema cuneta de coronación y canales colectores	68
Figura 3.10 Esquema de los subdrenes	71
Figura 3.11 Esquema de las rápidas con rugosidad tipo A y C.	72
Figura 6.1 Mapa Hidrogeológico del Ecuador.....	84
Figura 6.2 Zonificación de intensidades del INAMHI	96
Figura 6.3 Factor de seguridad local sin sismo del perfil 1(condiciones actuales)	97
Figura 6.4 Factor de seguridad local con sismo del perfil 1(condiciones actuales)	97
Figura 6.5 Factor de seguridad local sin sismo perfil 2 (condiciones actuales).....	98
Figura 6.6 Factor de seguridad local con sismo perfil 2 (condiciones actuales) ...	98
Figura 6.7 Factor de seguridad local sin sismo del perfil 3 (condiciones actuales)	99
Figura 6.8 Factor de seguridad local con sismo perfil 3 (condiciones actuales)...	99
Figura 6.9 Fs global perfil 1 sin sismo (condiciones actuales).	100
Figura 6.10 Fs global perfil 1 con sismo (condiciones actuales)	100
Figura 6.11 Fs global perfil 2 sin sismo (condiciones actuales)	101
Figura 6.12 Fs global perfil 2 con sismo (condiciones actuales).	101
Figura 6.13 Fs global perfil 3 sin sismo (condiciones actuales)	102
Figura 6.14 Fs global perfil 3 con sismo (condiciones actuales).	102



Figura 6.15 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 1).....	103
Figura 6.16 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 1).....	103
Figura 6.17 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 2).....	104
Figura 6.18 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 3).....	104
Figura 6.19 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 3).....	105
Figura 6.20 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 4).....	105
Figura 6.21 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 4).....	106
Figura 6.22 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 5).....	106
Figura 6.23 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 5).....	107
Figura 6.24 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 6).....	107
Figura 6.25 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 6).....	108
Figura 6.26 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 1).....	108
Figura 6.27 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 1).....	109
Figura 6.28 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 2).....	109
Figura 6.29 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 3).....	110
Figura 6.30 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 3).....	110
Figura 6.31 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 4).....	111
Figura 6.32 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 4).....	111
Figura 6.33 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 5).....	112
Figura 6.34 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 5).....	112
Figura 6.35 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 6).....	113
Figura 6.36 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 6).....	113
Figura 6.37 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 1).....	114
Figura 6.38 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 1).....	114
Figura 6.39 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 2).....	115
Figura 6.40 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 2).....	115
Figura 6.41 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 3).....	116
Figura 6.42 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 3).....	116
Figura 6.43 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 4).....	117
Figura 6.44 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 4).....	117
Figura 6.45 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 5).....	118
Figura 6.46 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 5).....	118
Figura 6.47 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 6).....	119
Figura 6.48 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 6).....	119
Figura 6.49 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 7).....	120
Figura 6.50 Fs global sin sismo perfil 1 (terrazas y drenaje).....	121
Figura 6.51 Fs global con sismo perfil 1 (terrazas y drenaje).....	121
Figura 6.52 Fs global sin sismo perfil 2 (terrazas y drenaje).....	122
Figura 6.53 Fs global con sismo perfil 2 (terrazas y drenaje).....	122
Figura 6.54 Fs global sin sismo perfil 3 (terrazas y drenaje).....	123
Figura 6.55 Fs global con sismo perfil 3 (terrazas y drenaje).	123



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Coordenadas geográficas de las calicatas y perforaciones.	21
Tabla 2.2 Estratigrafía de la Perforación 1 y 2.....	23
Tabla 2.3 Estratigrafía de la perforación 3.....	24
Tabla 2.4 Valores de Coeficiente de Permeabilidad.....	27
Tabla 2.5 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Suscalpamba).	30
Tabla 2.6 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Ingapirca).	29
Tabla 2.7 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Cañar).	29
Tabla 2.8 Valores del coeficiente de escorrentía.	32
Tabla 2.9 Coeficientes y valores límites de C para los tipos de rugosidad artificial.	38
Tabla 2.10 Factores de seguridad en taludes	43
Tabla 2.11 Factores de seguridad recomendados para remediación de deslizamientos existentes	43
Tabla 2.12 Ecuaciones para el cálculo del factor de seguridad.	48
Tabla 2.13 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.	53
Tabla 3.1 Propiedades geomecánicas de los estratos de suelo.	56
Tabla 3.2 Factores de seguridad en condiciones saturadas.....	60
Tabla 3.3 Alternativas para los perfiles 1 y 2.....	61
Tabla 3.4 Alternativas para el perfil 3.	61
Tabla 3.5 Factores de seguridad locales obtenidos en las diferentes alternativas.	62
Tabla 3.6 Factores de seguridad globales.....	64
Tabla 3.7 Análisis de Kolmogorov Smirnov.	65
Tabla 3.8 Caudales de los Canales de encauzamiento zona 1.	67
Tabla 3.9 Caudales de los canales colectores zona 2 y 3.....	67
Tabla 3.10 Dimensión de la cuneta de coronación.....	68
Tabla 3.11 Dimensiones de los canales localizados en la zona 1	69
Tabla 3.12 Dimensiones de los canales localizados en la zona 2 y 3.....	69
Tabla 3.13 Dimensiones de los subdrenes.....	70
Tabla 3.14 Características del material filtro	70
Tabla 3.15 Dimensiones de las Rápidas	71
Tabla 3.16 Dimensiones de las Alcantarillas	72
Tabla 6.1 Resultados del análisis de Gumbel estación M031 Cañar	124
Tabla 6.2 Resultados del análisis de Gumbel estación M411 Ingapirca	124
Tabla 6.3 Resultados del análisis de Gumbel estación M412 Suscal	124
Tabla 6.4 Valores de Dn de la distribución de Kolmogorov - Smirnov.	125
Tabla 6.5 Cálculo Hidráulico de la Cuneta de Coronación	126
Tabla 6.6 Cálculo Hidráulico de los canales de encauzamiento zona 1	126
Tabla 6.7 Cálculo Hidráulico de los canales colectores zona 2 y 3.....	126
Tabla 6.8 Cálculos hidráulicos de los subdrenes de zanja	127
Tabla 6.9 Cálculos hidráulicos de las rápidas	128



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, *Gloria Verónica Corte Sisalima*, autor/a de la tesis "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI EN LA VÍA BIBLIÁN-ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000" reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 20 de Abril del 2016

Gloria Verónica Corte Sisalima

C.I: 0106846231



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, *Byron Xavier Puin Gutama*, autor/a de la tesis "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI EN LA VÍA BIBLIÁN-ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000" reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 20 de Abril del 2016

Byron Xavier Puin Gutama

C.I: 0106760994



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, *Gloria Verónica Corte Sisalima*, autor/a de la tesis "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI EN LA VÍA BIBLIÁN-ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 20 de Abril del 2016

Gloria Verónica Corte Sisalima

C.I: 0106846231



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, *Byron Xavier Puin Gutama*, autor/a de la tesis “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI EN LA VÍA BIBLIÁN-ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 20 de Abril del 2016

Byron Xavier Puin Gutama

C.I: 0106760994



DEDICATORIA:

Dedico este trabajo de titulación, primeramente a Dios por haberme guiado todos estos años, porque a pesar de los momentos difíciles me dio la fortaleza para continuar. También se lo dedico a mis padres Mario y Regina porque son el pilar fundamental en mi vida por haber creído en mí siempre, por sus enseñanzas y sus valores. Este título de Ingeniera también es de ustedes papi y mami.

Gloria

Dedico este trabajo de titulación a toda mi familia, en especial a mi mami, Blanca quien es la persona más importante en mi vida, ella ha sido todo, padre y madre a la vez, ella con su ejemplo y sabiduría me ha guiado hasta cumplir con este objetivo. A mis hermanos: Diego, Norma y Christian por acompañarme a lo largo de mi vida en los buenos y malos momentos. Se lo dedico también a Dios, quien ha sido y será el apoyo espiritual en todas mis actividades.

Byron



AGRADECIMIENTO:

A Dios por cuidarme y permitirme cumplir con este objetivo, a mis padres por enseñarme a no rendirme nunca, que cuando uno cree en uno mismo nada es imposible, gracias a ustedes he podido llegar a este momento tan importante de mi vida. A mis hermanas Janeth y Ruth por todo el apoyo y sus consejos.

A lo largo de mi formación profesional he tenido el privilegio de conocer a muchas personas que me han brindado su amistad, consejos y apoyo, a todos ellos muchas gracias y que Dios ilumine su camino.

Gloria

Empezare agradeciendo a los profesores, que en la mayoría de los casos han sabido impartir sus conocimientos para el desarrollo estudiantil. A mis amigos que son pocos, con quienes he compartido muchos momentos y espero seguirlos compartiendo y como no agradecer una y mil veces a mi familia.

Byron

Al director de este trabajo de titulación Ing. Cristian Coello MSc. por el tiempo y las enseñanzas brindadas para llevar a cabo este trabajo, gracias por compartir sus experiencias, su apoyo constante y su amistad, por demostrarnos que se puede ser un gran profesional y un gran ser humano al mismo tiempo.

A nuestro tutor el Ing. Wilian Ortiz por compartir sus conocimientos con nosotros, por la paciencia y el tiempo que nos brindó a lo largo de estos meses. Su apoyo fue fundamental para el desarrollo de este trabajo.

Al Ing. Rolando Armas MSc., quien colaboró con nosotros desde el inicio. Gracias por el tiempo, conocimiento y experiencia, no sólo en este trabajo, sino también en la carrera.

Al Ing. Enrique Acosta PhD y la Ing. Martha Roura por el apoyo brindado.



CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

La vía Cañar-El Tambo es parte de la ruta principal Biblián-Zhud, la cual conecta la Sierra con la Costa para los diversos usos. Su servicio se ha visto interrumpido en múltiples ocasiones por varios deslizamientos, siendo el principal el que existe en el sector de Cachi, ya que ha generado problemas en la zona desde hace más de 20 años. Este deslizamiento tiene una extensión aproximada de 50 hectáreas, cuyo origen se debe a las características geológicas de la zona y los efectos del agua sobre las masas de suelo que generan las superficies de falla. En esta región se han registrado precipitaciones medias anuales de 800 mm. Debe destacarse que el 50% de la precipitación anual cae en los meses de enero a abril (Universidad Politécnica Salesiana, 2010).

El principal factor que afecta al Macro deslizamiento es la presencia del agua, ya que desde hace algunos años se han construido canales de riego por parte de los moradores tanto en la parte alta, en el cuerpo y en la parte baja del deslizamiento. De la misma manera se construyeron reservorios de agua en la parte alta para las comunidades del sector. Estas obras generan grandes problemas debido a que carecen de la debida impermeabilización. Otro factor influyente es la topografía de la zona, la que presenta zonas planas donde el agua se acumula formando humedales.

Alrededor de una docena de familias han sido reubicadas hasta la fecha, incluso la vía Cañar - El Tambo desapareció en una ocasión. Es por ello que el presente trabajo de titulación tiene como finalidad reducir los efectos producidos por el deslizamiento sobre la vía Biblián - Zhud en el Km 14+000 al 15+000 y a su vez disminuir la tasa de movimiento del deslizamiento mediante el control del agua y reducción del peso de la corona. El diseño comprende: soluciones geotécnicas, drenaje longitudinal y transversal.

Estabilizar un deslizamiento requiere de dos actividades: la construcción de un sistema de drenaje y movimiento de tierras. El análisis geotécnico permite evaluar la estabilidad del sitio en las condiciones actuales e implementar las medidas necesarias para asegurar su estabilidad. El diseño del sistema de drenaje contiene los siguientes elementos: cunetas de coronación que permiten la interceptación temprana del agua que escurre superficialmente sobre el terreno aguas arriba de los sitios y los canales colectores que permiten interceptar el agua que cae directamente sobre éstos. Además del agua que escurre superficialmente es necesario interceptar la que escurre subsuperficialmente, para lo cual se diseñan los subdrenes longitudinales. Las obras mencionadas anteriormente deben evacuar hacia canales de alta pendiente, quebradas o ríos localizados fuera del área de influencia del deslizamiento. Para el diseño de estas obras se comenzará recopilando la información base de precipitaciones máximas diarias de



las distintas zonas de influencia del sitio, la cartografía con el mayor detalle posible, el mapa de los usos del suelo, ecuaciones de frecuencia de la zona (IDF). Los resultados de los ensayos geotécnicos (perforaciones, calicatas) y la topografía de la zona fueron proporcionados por la empresa consultora Consulproy-Consulnac-Consultoracav. Después se realizará el procesamiento de la información para verificar la calidad de la misma y realizar las proyecciones necesarias para los diseños. La información geotécnica servirá como base para la construcción de los perfiles estratigráficos para la posterior modelación digital de estabilidad del terreno. Posteriormente se propondrán soluciones que serán validadas con la ayuda del software SLOPE/W, en el cual se modelarán tanto los escenarios en condiciones normales, así como en las más desfavorables. Realizando un análisis comparativo entre cada factor de seguridad obtenido y el volumen de material a remover permitirá tomar la mejor decisión para el diseño.

El resultado final será un diseño geotécnico y de drenaje para reducir los problemas generados por el Macro deslizamiento que afectan a la vía Biblián - Zhud y una solución hidráulica a los problemas generados por la construcción anti técnica de redes de canales de riego en el margen derecho e izquierdo de la vía, mediante la captación e intercepción temprana del agua y su posterior evacuación hacia cauces naturales y quebradas.

1.2. Objetivos

Objetivo General

- Realizar el estudio de la estabilidad del Macro deslizamiento de Cachi y diseñar un sistema de bermas y drenaje que garantice el factor de seguridad recomendado por las normas, para remediación de deslizamientos existentes.

Objetivos Específicos

- Realizar el estudio hidrológico para el diseño de obras de drenaje para sitios inestables.
- Realizar el estudio geotécnico de estabilidad de taludes.
- Realizar el dimensionamiento hidráulico de los sistemas de drenaje.
- Validar y justificar el diseño planteado.

1.3. Justificación

La arteria vial de primer orden Biblián - Zhud es de vital importancia, ya que permite el traslado de productos de las zonas agrícolas hacia los centros de consumo, el traslado de personas y la circulación del transporte pesado desde las ciudades del Sur hacia el Norte y viceversa. Su servicio ha sido interrumpido en varias ocasiones por el Macro deslizamiento de Cachi generando importantes

pérdidas económicas y sociales. Las características geológicas, hidrológicas de la zona y un inadecuado manejo del agua de riego en las zonas de influencia del sitio son los principales factores desencadenantes del deslizamiento. Para garantizar el continuo funcionamiento de la vía es necesario realizar un estudio a detalle desde el punto de vista geotécnico e hidrológico y así implementar las medidas correctivas correspondientes. De este modo se podrá evitar pérdidas económicas debido a daños en: la estructura vial, casas aledañas o por interrupciones en el flujo del tráfico y pérdidas de vidas humanas.

De esta manera se justifica el aporte que brindará el presente trabajo de titulación en el área de drenaje y geotecnia a este problema.

1.4. Antecedentes

El Macro deslizamiento de Cachi es el producto de la activación de un antiguo deslizamiento denominado El Tambo ocurrido hace aproximadamente 20 años. En aquella ocasión la vía desapareció y más de una docena de familias fueron reubicadas, motivo por el cual se construyó una variante de la vía. Sin embargo, según información proporcionada por los moradores del sector los problemas reiniciaron cuando se construyeron reservorios y una red de canales de riego de manera anti técnica en la parte superior del deslizamiento (Zona de Pillcopata). Esto ha provocado que la vía sea nuevamente afectada.

La velocidad a la que avanza el movimiento del suelo se puede apreciar en la Figura 1.1 y 1.2. Las líneas celestes representan los canales de riego, mientras que la línea roja gruesa representa el escarpe principal y la línea roja punteada representa los escarpes secundarios que se formaron con el tiempo a medida que la masa deslizante se reacomoda y presenta nuevos deslizamientos dentro del cuerpo del Macro deslizamiento.

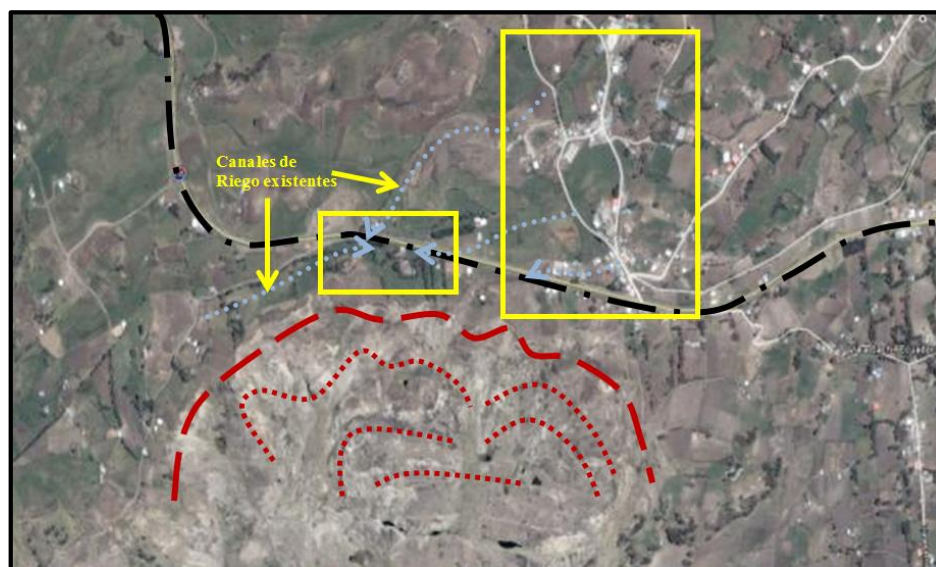


Figura 1.1 Fotografía satelital del Macro deslizamiento de Cachi año 2004

Fuente: Equipo Consultor Consulproy

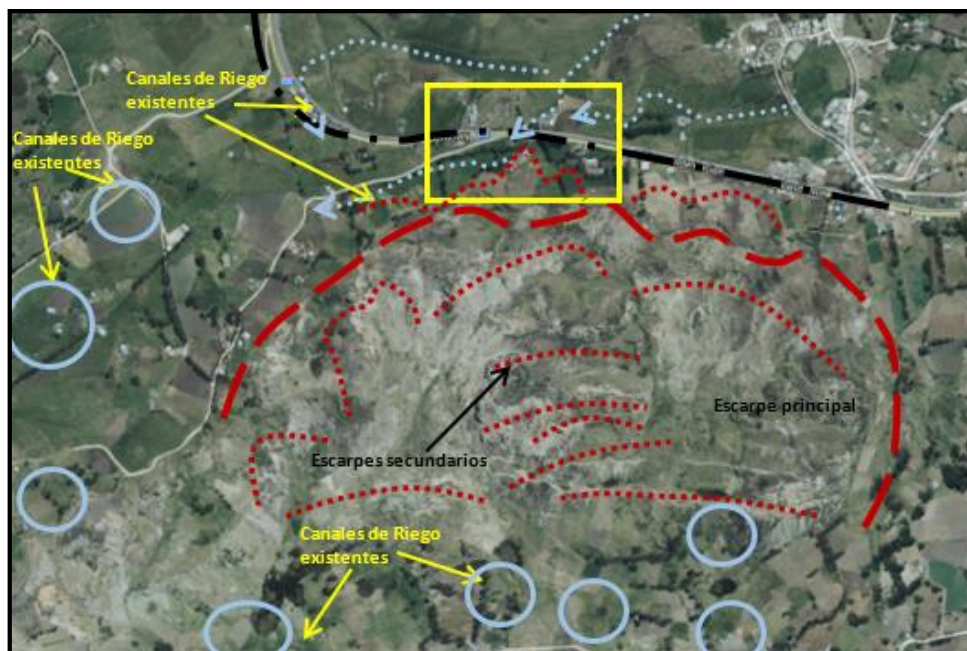


Figura 1.2 Fotografía satelital del Macro deslizamiento de Cachi año 2012
Fuente: sigtierras.gob.ec

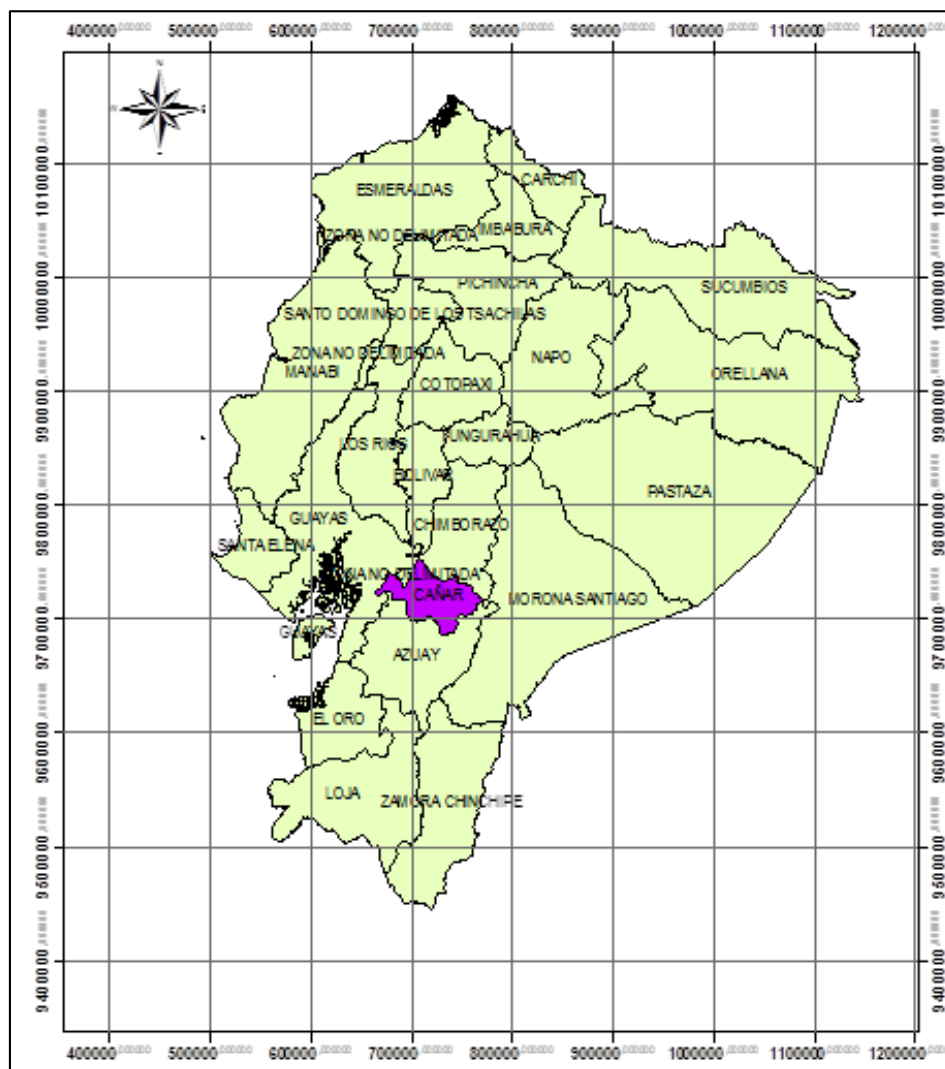
Como se puede observar en las figuras anteriores, la cantidad de canales de riego por lo menos se ha triplicado en menos de diez años. Se han construido nuevos canales tanto en la parte alta del deslizamiento como en el pie. También se puede observar que el escarpe principal ha avanzado de tal manera que actualmente la calzada de la carretera presenta hundimientos y fisuras. Es por ello que el MTOP ha contratado los estudios necesarios para la estabilización del Macro deslizamiento Cachi.

CAPÍTULO 2. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO

2.1. Ubicación y descripción de la zona de estudio

El macro deslizamiento de Cachi se ubica en la provincia del Cañar, en el cantón El Tambo sector Cachi, entre las coordenadas geográficas (U.T.M. DATUM WGS84) 727639 E – 9722508 N y 728843 E – 9722069 N, zona 17S. Este deslizamiento abarca un área aproximada de 50 ha y afecta a la vía Biblián – Zhud en el Km 14+000 al km 15+000. La superficie de falla es de tipo rotacional en la parte alta y traslacional en la parte baja.

La vía Biblián- Zhud limita al norte con el cantón Cañar; al sur con los cantones Cañar, Biblián y Deleg; al este con los cantones Cañar y Azogues; y al oeste con los cantones Cañar y Suscal. Para acceder a la zona de estudio partiendo desde la ciudad de Cuenca se toma la vía de primer orden Cuenca-Riobamba- Quito (E35) hasta llegar a El Tambo km 69. La Figura 2.1 muestra la ubicación de la vía y el sitio inestable.



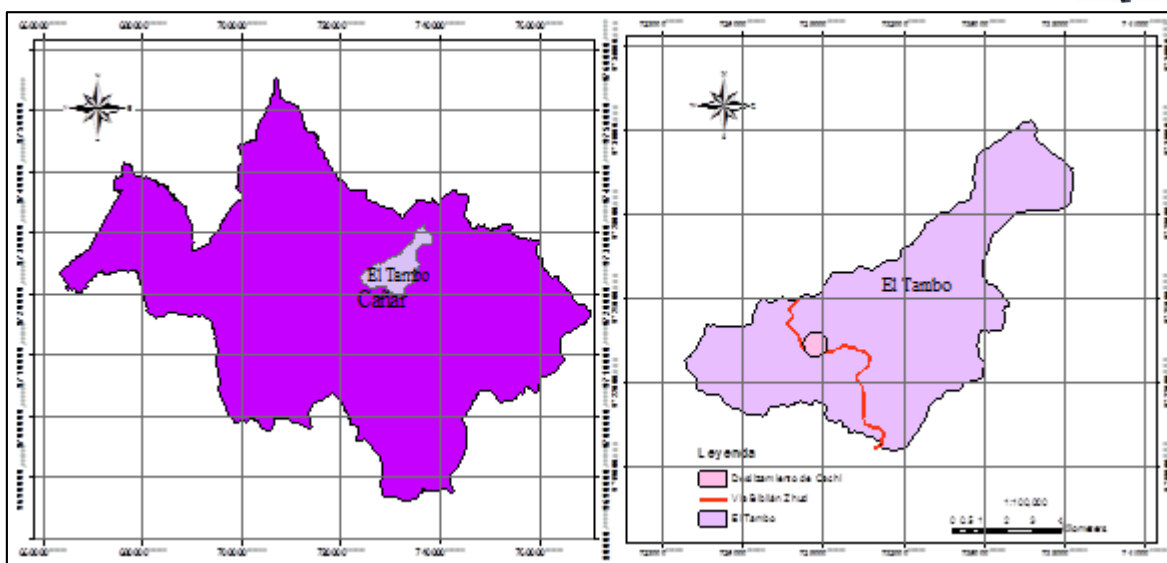


Figura 2.1 Ubicación del sitio inestable.

2.2. Descripción hidrológica

La zona de estudio se localiza dentro de la cuenca hidrográfica del río Cañar perteneciente al sistema hidrográfico del mismo nombre. El río Cañar nace con el nombre de Huairapungo en dirección noreste-sureste hasta la confluencia con la quebrada Juna, a partir de este punto toma el nombre de Cañar con dirección este-oeste. La red hidrográfica es de tipo dentrítico conformada por varias quebradas que nacen de los siguientes sectores: loma San Juan, Pillcopata, Sharparumi y el noreste del área de estudio.

El Macro deslizamiento es atravesado por la quebrada Cushcurrar la cual contiene las aguas residuales de El Tambo, en la parte alta se encuentran una serie de canales siendo el más grande el denominado Chunchún utilizado por los moradores del sector de Cachi y Pillcopata con fines agrícolas. En el pie de la zona de estudio se localiza el Río Cañar y la Quebrada Solitaria.

2.2.1. Geología Regional

De acuerdo a Water Resources Assessment of Ecuador (James O. Buckalew, Maurice James P.E, Lisa Scott, 1998) y al mapa hidrogeológico de la República del Ecuador (anexo 2), la zona de estudio se encuentra en la unidad tres. En esta área los principales afloramientos están constituidos por: rocas sedimentarias y depósitos glaciares. Las formaciones presentes y en orden cronológico de la más antigua a la más nueva son las siguientes:

Formación Mangán: Su litología consta de una alternancia de lutitas con areniscas y termina en la parte superior con diferentes capas de areniscas gruesas que llegan a un tamaño conglomerático. Esta formación aflora al sureste de la zona de estudio.



Formación Tarqui: Está formada por tobas ácidas de color blanco caolinizadas y otras de color rojo debido a la meteorización. Afloran en la parte alta de la zona de estudio y cubre a la formación Turi.

Formación Turi: De composición volcano conglomerática gruesa intercalada con estratos de arenisca. Aflora al este y sur de la zona de interés (Consulproy-Consulnac-Consultoracav, 2014).

Depósito Pillcopata: Formado por bloques centimétricos a métricos de areniscas y conglomerados de color verde amarillento compuestos principalmente de líticos andesíticos y dacíticos, cantos rodados fuertemente cementados.

2.2.2. Macro deslizamiento de Cachi

Geología Local

La zona se caracteriza por presentar morfología periglaciaria producto de la presencia de la falla El Tambo. Debido a la acción de la falla y la baja resistencia de los suelos se produjeron deslizamientos alternos en el escarpe de la falla en la dirección noreste-suroeste, los cuales dejaron grandes extensiones de depósitos coluviales pertenecientes a los depósitos de Pillcopata y Tambo. La reactivación de los deslizamientos antiguos ha originado deslizamientos más jóvenes como es el caso del deslizamiento de Cachi en dirección perpendicular a la falla. La alternancia de los deslizamientos da una apariencia de terrazas y domos que se evidencian debido al desnivel topográfico presente en la zona. Desnivel que a su vez ha dado paso a la formación de canales de escorrentía superficial, generando infiltraciones hacia la parte inferior del deslizamiento. Entre las elevaciones del terreno se han formado valles, en cuyo fondo se forman cauces temporales y zonas de acumulación, en donde el agua se infiltra hacia zonas de mayor permeabilidad.

2.3. Información Base

La información está dividida en dos áreas: geotecnia e hidrología.

Las propiedades mecánicas de los suelos se obtuvieron a partir de la información proporcionada por el grupo de empresas consultoras “Consulproy – Consulnac - Consultoracav”. Con esta información se construyeron los perfiles geológicos del sitio inestable para el cálculo de la estabilidad de los taludes, así como, para el diseño de los subdrenes.

Los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones: Cañar M031, Ingapirca M411 y Suscal M412, ubicadas en el área de influencia del deslizamiento se obtuvieron de la página del INAMHI desde el año 1990 hasta el 2012. Debido a la falta de información en la base de datos del INAMHI se



completaron los registros con los anuarios impresos del INAMHI disponibles en el “Programa para el Manejo del Agua y del Suelo” (PROMAS) de la Universidad de Cuenca. De esta fuente también se obtuvieron las curvas IDF de la estación pluviográfica de Ortigas localizada en el sector de Suscal. Esta información se usó en la determinación de los caudales máximos de diseño para las diferentes obras de drenaje.

La cartografía de la zona se obtuvo de las bases digitales del Instituto Geográfico Militar (IGM) y del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) a escala 1:50000. La topografía se usó para determinar las áreas de drenaje y del mapa de los usos del suelo se obtuvo el coeficiente de escorrentía de cada sector. Estos datos se utilizaron de la misma manera para determinar los caudales de diseño de las obras.

2.3.1. Procesamiento de la Información

Para el desarrollo del presente trabajo se contó con los resultados de laboratorio de 12 calicatas cuyas profundidades oscilan entre los 3m y 4m, 3 perforaciones cuyas profundidades van desde los 25m a los 40m, la estratigrafía de las perforaciones y calicatas se presentan en el anexo 3, la Tabla 2.1 y la Figura 2.2 muestran la ubicación de cada uno.

Tabla 2.1 Coordenadas geográficas de las calicatas y perforaciones.

No. Perforación	COORDENADAS WGS-84		
	Este	Norte	Cota
PR-1	728,848	9,723,272	3,062
PR-2	729,102	9,723,897	3,100
PR-3	728,683	9,722,436	2,878

No. Calicata	COORDENADAS WGS-84		Profundidad de N.F
	ESTE	NORTE	(m)
CAL - 1	728,979	9,723,331	2.3
CAL - 2	728,906	9,723,562	0.2
CAL - 3	728,840	9,723,820	0.2
CAL - 4	728,724	9,723,977	3.0
CAL - 5	728,634	9,723,949	No se detectó
CAL - 6	728,959	9,724,232	No se detectó
CAL - 7	729,108	9,724,312	3.0
CAL - 8	729,197	9,724,172	2.0
CAL - 9	729,186	9,724,131	0.8
CAL - 10	728,595	9,723,374	No se detectó
CAL - 11	728,368	9,723,440	No se detectó
CAL - 12	728,345	9,724,023	No se detectó

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

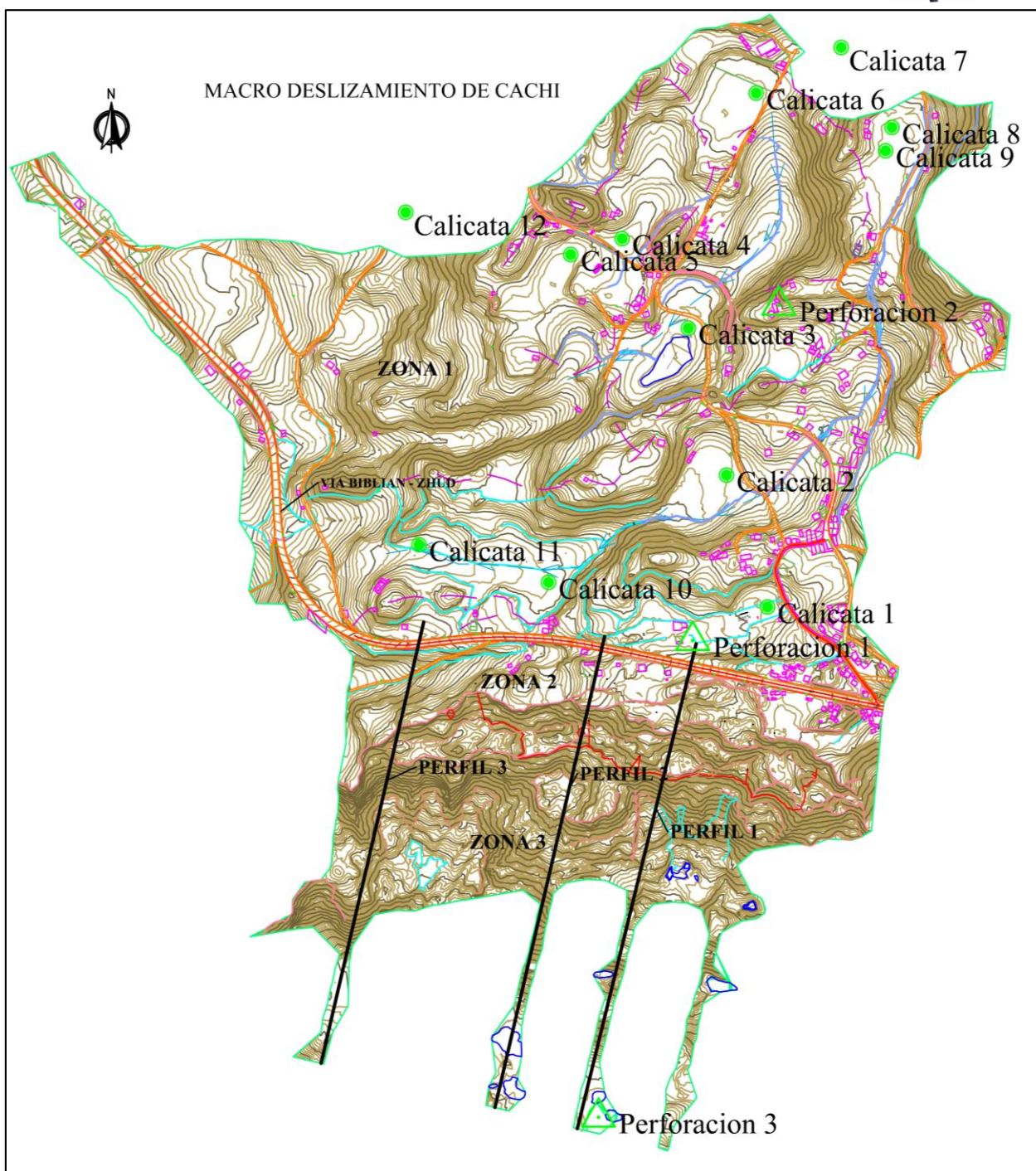


Figura 2.2 Ubicación de las Perforaciones y Calicatas



Tabla 2.2 Estratigrafía de la Perforación 1 y 2

NOMENCLATURA		SIMBOLOGIA		Localización:	Tambo - Cañar
W	Humedad natural	Grava		Perforación:	PR-1
WI	Límite líquido	Arenas		Coordenadas UTM:	E=0728848 N=9723272
Wp	Límite plástico	Arcilla		Perforación:	PR-2
IP	Índice plástico	Limo		Coordenadas UTM:	E=0729102 N=9723897
Y	Densidad húmeda				

HOJA ESTRATIGRAFICA PERFORACIÓN 1

N. F	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTR AT0	MUESTRA		SU CS	W %	WI %	Wp %	IP %	Y T/m³	# 4 %	# 40 %	# 200 %	NSPT
			#	PROF.										
2.3 m	Arcilla de plasticidad media color café oscuro, consistencia media		1	0 - 5	CL	40.8	40	22	18	1.57	89.7	74.6	61.9	8
	Arcillas y limos de alta plasticidad, color gris oscuro, consistencia dura		2	5 - 7.9	M H	51.6	59	32	27	1.56	100	96.3	90.1	11
	Arcillas y limos de alta plasticidad, color café claro, consistencia dura		3	7.9 - 9	CH	36.6	56	28	28	1.93	89.1	78.2	69	14
	Arena media arcillosa color gris claro		4	9 - 10.1	SC	32.9	30	20	10	1.72	77	34.4	19.8	37
	Grava arcillo limosa color gris claro con arena fina condición densa		5	10.1 - 15	GC	21.3	32	21	11	1.93	59.3	37.7	25.9	39
	Grava arcillosa color café oscuro con arena media consistencia muy densa		6	15 - 30	GC	25.7	29	21	8	1.99	51.7	32.3	21.2	144

HOJA ESTRATIGRAFICA PERFORACIÓN 2

	Arena arcillosa con grava de compacidad densa, color café.		1	0 - 2.5	SC	22.7	31	21	10	1.7	70.4	48.9	32.1	30
	Arena limosa con grava de compacidad media, color café.		2	2.5 - 8.5	SM	26.1	43	27	16	1.97	84	62.1	41.8	16
	Arena limosa con grava de compacidad densa, color café.		3	8.5 - 13.5	SM	31.6	56	37	19	2.09	82.4	60.4	32.2	34
	Arena arcillosa de compacidad densa, color café.		4	13.5 - 25	SC	19.8	21	10	10	2.03	90.3	62.5	34.4	50



Tabla 2.3 Estratigrafía de la perforación 3

NOMENCLATURA		SIMBOLOGIA		Localización:	Tambo - Cañar
W	Humedad natural	Grava		Perforación:	PR-3
WI	Límite líquido	Arenas		Coordenadas UTM:	E=0728683 N=9722436
Wp	Límite plástico	Arcilla			
IP	Índice plástico	Limo			
Y	Densidad húmeda				

HOJA ESTRATIGRAFICA PERFORACIÓN 3														
N.F.	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATO	MUESTRA		SUCS	W %	WI %	Wp %	IP %	Y T/m3	# 4 %	# 40 %	# 200 %	NSPT
			#	PROF.										
5.8 m	Arcilla Inorgánica de alta plasticidad color gris claro, con arena fina, consistencia dura		14	0 - 12.45	CH	32	53	23	30	1.52	98.4	82.7	59.3	14
	Arena media arcillosa, color gris claro, condición densa		15	12.45 - 17	SC	26.3	31	16	15	1.73	97.7	57.3	29.4	35
	Arcilla Inorgánica de alta plasticidad color gris oscuro con arena fina y con poca grava consistencia muy dura		16	17 - 24.4	CH	29.5	62	24	38	1.6	88.6	69.9	59.7	41
	Arena media arcillosa color rojizo con grava, consistencia densa		17	24.4 - 33	SC	20.5	36	21	15	1.68	78.4	50.2	37.5	33
	Grava arcillosa color rojizo con arena fina (matriz arenosa volcánica) condición muy densa		18	33 - 36	GC	21.6	56	26	30	1.94	59.5	45.9	38.6	52
	Grava arcillosa color rojizo con arena fina (matriz arenosa volcánica) condición muy densa		19	36 - 39	GC	20.2	45	19	26	1.98	63.8	46.1	31.3	94

En las perforaciones se obtuvieron muestras de suelo utilizando tubos shelbys en los suelos cohesivos blandos, y el toma muestras de cuchara partida (ensayo de penetración estándar SPT, norma ASTM-D1586) para suelos granulares o para suelos cohesivos de consistencias medias duras y rígidas.

Los ensayos de laboratorio proporcionaron la siguiente información:



- Clasificación del Suelo (SUCS)
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Contenido de Humedad

Las Tabla 2.2 y 2.3 muestran un resumen de los ensayos realizados.

Perfiles Geológicos

Previamente se contó con el modelo digital de la superficie del terreno en formato CAD, pero para el estudio de estabilidad del área afectada, se requiere del conocimiento de las características geotécnicas de los diferentes estratos del suelo. Para ello se siguió el siguiente proceso:

- a. La información del estudio geológico, los datos de perforaciones y calicatas fueron analizados para verificar sus relaciones y eliminar datos discordantes.
- b. Basados en la información de las perforaciones (cada metro) se obtuvo la estratigrafía de los perfiles atendiendo al tipo de material, número de golpes y los límites de Atterberg.
- c. Las propiedades mecánicas de cada estrato se obtuvieron a partir de correlaciones con el número de golpes del ensayo de penetración estándar.
- d. Tratando de abarcar las zonas más representativas y de acuerdo a la extensión del Macro deslizamiento se obtuvieron tres perfiles estratigráficos, cuya ubicación se presenta en la Figura 2.2.
- e. Los perfiles estratigráficos con sus respectivas propiedades físicas y mecánicas fueron exportados al programa SLOPE/W para el análisis de estabilidad.

Ensayo de Penetración Estándar o SPT

El ensayo de penetración estándar es una prueba de penetración dinámica, usada cuando se requiere una caracterización geotécnica del suelo. Consiste en contar el número de golpes que hay que dar al tomamuestras de cuchara partida con un martillo de 140 lb de peso que cae libremente 76 cm para ocasionar que el mismo penetre en el terreno 30 cm (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1999).

Los número de golpes de las perforaciones deben ser normalizados a N_{60} o $(N_1)_{60}$. Las ecuaciones más comunes para el N_{60} y el $(N_1)_{60}$ son las siguientes:

$$N_{60} = N_{SPT} C_E \quad \text{Ecuación 1}$$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:



$(N_1)_{60}$ = Número de golpes corregidos de 1 atm de la sobrecarga de presión y el 60 % de energía de caída libre teórica del martillo.

N_{SPT} = Número de golpes medidos en el campo.

C_N = Factor de corrección de sobrecarga en suelos granulares.

C_E = Factor de corrección de energía

La resistencia a la penetración de materiales no cohesivos está influenciada por la presión de confinamiento, al multiplicar N_{60} por C_N , estos efectos son compensados.

La relación más usada para el factor de corrección de sobrecarga C_N es la de (Liao & Whitman, 1986).

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'}}$$

Ecuación 3

σ' = esfuerzo efectivo vertical (kN/m²).

Resistencia Cortante del suelo

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él (Das, 2001).

(Mohr, 1900) postuló su teoría acerca de la resistencia de los materiales, en la cual establece que la falla de un determinado material ocurre por la combinación de esfuerzos normales y cortantes. Esta combinación produce una envolvente de falla curva, pero para la mayoría de problemas se puede aproximar el esfuerzo cortante sobre la superficie de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776), como muestra la ecuación 4.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Ecuación 4

τ = esfuerzo cortante del suelo (kN/m²)

c = cohesión (kN/m²)

ϕ = ángulo de rozamiento interno del material (°).

La cohesión es la capacidad de las partículas del suelo de mantenerse unidas, producto de las fuerzas moleculares. El ángulo de fricción interna se define como la resistencia a deslizarse entre las partículas del suelo, depende de factores como la uniformidad de las partículas, el tamaño y la forma de los granos.

Los valores del *ángulo de fricción* para los suelos granulares y la *resistencia cortante no drenada* en las arcillas se obtuvieron a partir de las siguientes correlaciones:



$$(\text{Hatanaka \& Uchida, 1996}) \quad \phi = \sqrt{20 (N_1)_{60}} + 20$$

Ecuación 5

$$(\text{Stroud, 1974}) \quad c_u = K N$$

Ecuación 6

K = constante = 3.5 – 6.5 KN/m²

N = número de penetración estándar obtenido en campo.

Coeficiente de Permeabilidad (K)

La permeabilidad del suelo es la capacidad que este posee para permitir el paso de fluido, bajo la influencia de una presión hidrostática, lo cual implica la existencia de vacíos y la probabilidad de recorrido. El grado de permeabilidad se mide a través del coeficiente de permeabilidad, el cual se define como la velocidad del agua a través del suelo para un gradiente unitario. La Tabla 2.4 presenta el valor del coeficiente de permeabilidad de acuerdo al tipo de material.

Tabla 2.4 Valores de Coeficiente de Permeabilidad

Tipo de Suelo	Coeficiente de Permeabilidad (cm/h)
SP, SW	3.3E-03
SM	3.0E-04
ML	9.4E-05
ML-MH,CL	2.8E-05
SM-SC,SC	1.7E-05
MH	1.4E-05
CL-CH,CH	8.3E-06

Fuente: NEVI-12-MTOP

Peso específico

De los ensayos de laboratorio se obtuvo los porcentajes de humedad, el peso específico húmedo y el peso específico de los sólidos. Para poder determinar el peso específico seco y el peso específico saturado en función de los datos anteriormente descritos, se usaron las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_{seco} = \frac{\gamma_h}{1+w}$$

Ecuación 7

$$\gamma_{seco} = \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) \gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w}$$

Ecuación 8

Donde:

γ_h = Peso específico húmedo

γ_{sat} = Peso específico saturado

γ_s = Peso específico del suelo

γ_w = Peso específico del agua

2.4. Estudio Hidrológico.

La finalidad del estudio hidrológico es determinar los caudales máximos de diseño para el dimensionamiento de las obras de drenaje. El período de retorno para estas estructuras será de 25 años de acuerdo a recomendaciones del MTOP, de esta manera se garantiza que las obras tengan la capacidad suficiente para evacuar los caudales esperados en eventos de gran intensidad.

2.4.1. Precipitación Máxima en 24 horas

Debido a que no se dispone de una estación pluviográfica ubicada en El Tambo, se analizaron los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas del INAMHI y del PROMAS U. de Cuenca de las tres estaciones más cercanas al proyecto para obtener la precipitación de diseño. La ubicación de las estaciones meteorológicas se muestra en la Figura 2.3.

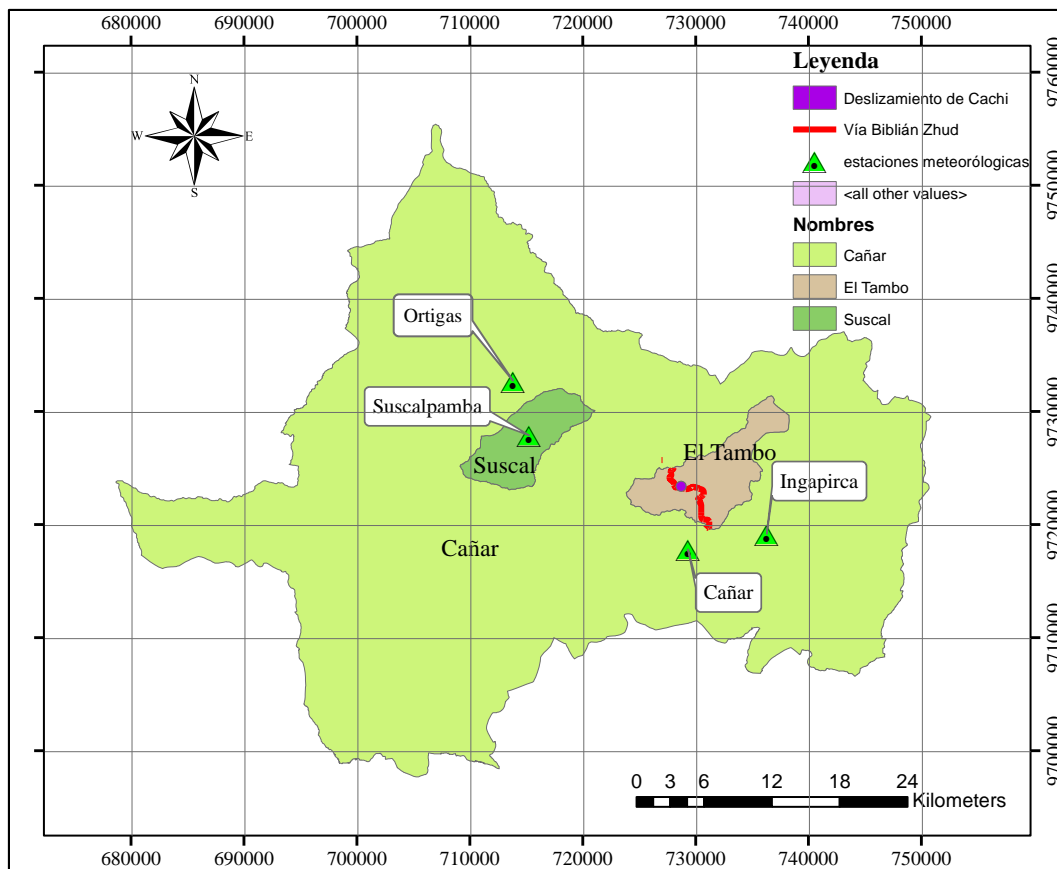


Figura 2.3 Ubicación de las estaciones meteorológicas.

Estación Ingapirca M411. De esta estación se obtuvo un total de 24 años de información, la cual se muestra en la Tabla 2.5.



Tabla 2.5 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Ingapirca).

Año	Precipitación mm	Año	Precipitación mm
1972	34.4	1992	30.8
1973	43.0	1998	25.3
1974	32.0	1999	24.7
1975	25.5	2001	21.5
1978	27.7	2003	13.5
1979	20.8	2005	30.7
1980	25.8	2006	29.2
1981	40.1	2007	33.4
1982	46.1	2008	31.3
1983	66.5	2009	22.7
1988	36.8	2010	32.5
1991	28.80	2011	41.3

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin

Estación Cañar M031. De esta estación se tiene el registro más completo de información con un total de 38 años, la cual se muestra en la Tabla 2.6

Tabla 2.6 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Cañar).

Año	Precipitación mm	Año	Precipitación mm
1972	28.4	1994	17.9
1973	34.9	1995	27.1
1974	20.6	1996	31.2
1975	22.5	1997	44.2
1976	15.3	1998	30.3
1977	16.6	1999	26.4
1978	25.5	2000	18.1
1979	23.5	2001	19.2
1980	22.0	2002	16.8
1981	17.0	2003	14.7
1982	17.5	2004	33.1
1983	21.0	2005	31.1
1987	29.0	2006	25.0
1988	15.6	2007	18.6
1989	15.8	2008	36.2
1990	21.5	2009	25.1
1991	28.8	2010	20.8
1992	20.6	2011	23.6
1993	24.9	2012	16.8

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin



Estación Suscalpamba M412. Esta estación es la que dispone de menor cantidad de información de las 3 mencionadas. Se recopiló un total de 21 años de información del INAMHI, la cual se muestra en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Precipitaciones máximas en 24 horas (Estación Suscalpamba).

Año	Precipitación mm	Año	Precipitación mm
1972	43.7	1988	52.4
1973	44.3	1989	50.0
1974	41.6	1990	32.7
1976	65.4	1991	36.6
1977	52.0	1992	34.0
1979	41.0	1993	59.0
1980	36.0	1998	95.8
1981	55.2	2006	32.9
1982	64.7	2007	61.0
1983	49.8	2008	67.2
1987	105.7		

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin

Para determinar la precipitación para el período de retorno de 25 años se aplicó la distribución de Gumbel, cuya metodología se explica a continuación.

Método de Gumbel. Éste análisis se ajusta de manera conveniente a los valores de precipitación para diferentes intervalos de tiempo.

El método emplea la probabilidad de excedencia p , dada por la ecuación 9

$$p = 1 - F(x) = 1 - e^{-e^{-y}} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

P = Probabilidad de excedencia de un valor x

x = Magnitud de la variable

y = Variable reducida

$F(x)$ es la función de probabilidad que se calcula con la ecuación 10

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T(x)} \quad \text{Ecuación 10}$$

$T(x)$ = periodo de retorno

Periodo de retorno es el intervalo de tiempo en años, en el que se espera que se presente al menos una vez la avenida o el evento que se considera en el diseño.

Aplicando la función de probabilidad tipo I para Gumbel se usan las siguientes expresiones:

$$x = u - \alpha [\ln(-\ln(Fx))] \quad \text{Ecuación 11}$$



$$y = (x - u)/\alpha$$

Ecuación 12

$$\alpha = \sqrt{6}s/\pi$$

Ecuación 13

$$u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Ecuación 14

Donde:

x = Precipitación

u = Parámetro de ubicación (moda)

α = Parámetro de escala

s = Desviación estándar

Test de Kolmogorov Smirnov. Se aplicó este método estadístico para verificar la validez o bondad de ajuste de Gumbel, está basado en un estadístico que mide la desviación de la frecuencia observada acumulada con relación a la frecuencia teórica acumulada.

Estadístico de Contraste:

$$D = \text{Sup}[F_n(x)_i - F(x)_i]$$

Ecuación 15

Donde:

$F_n(x)_i$ = Frecuencias observadas acumuladas

$F(x)_i$ = Frecuencia teórica acumulada

D = Valor obtenido aplicando el método.

Dt = Valor obtenido de tablas estadísticas, depende del número de datos y del porcentaje de confianza deseado.

Si el valor de $D < Dt$. El ajuste es adecuado

Si el valor de $D > Dt$. El ajuste no es adecuado

2.4.2. Método Racional Americano.

Para el cálculo de los caudales de diseño se utilizó el Método Racional Americano (CIA), ya que es el método recomendado por el MTOP para cuencas con áreas de drenaje menores a 160ha. La metodología de cálculo es sencilla y da como resultado valores máximos, conservadores en el diseño. El método considera un coeficiente de escorrentía constante en toda la cuenca independientemente de las condiciones de humedad de cada sector.

La ecuación para determinar el caudal es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Ecuación 16

Donde:



Q = Caudal máximo (m^3/s)

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = Intensidad máxima para el tiempo de concentración (mm/h)

A = Área de la cuenca (ha)

2.4.2.1. Coeficiente de escorrentía C.

El coeficiente de escorrentía relaciona la cantidad de agua que escurre sobre la superficie con la cantidad total que se precipita. Su valor depende de las características morfológicas de la cuenca, pendiente longitudinal, permeabilidad del suelo y de la cobertura vegetal. La pendiente de la cuenca se obtuvo de la topografía de la zona, los usos del suelo se obtuvieron del mapa de usos del suelo del INEC y la permeabilidad depende del tipo de suelo del lugar.

De acuerdo con las características mencionadas, el coeficiente se obtuvo de la Tabla 2.8

Tabla 2.8 Valores del coeficiente de escorrentía.

Cobertura del suelo	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

Fuente: Pastos y Forrajes de Benitez, R. (1980).

2.4.2.2. Intensidad.

La intensidad se puede determinar de dos maneras: mediante las ecuaciones de la zona publicadas por el INAMHI o las curvas IDF de la zona. Se recomienda el uso de las ecuaciones de la zona cuando no se dispone de información pluviográfica del lugar, los resultados obtenidos mediante este método pueden no ser representativos de la zona de estudio debido a que la zonificación abarca un área muy extensa. Para este trabajo se calculó la intensidad por medio de los dos métodos.



Ecuaciones del INAMHI

Debido a que la caracterización pluviográfica del Ecuador es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas y de drenaje, el INAMHI actualizó en 1998 las ecuaciones de intensidad de las 35 zonas características del país establecidas en 1980 con la información de 65 estaciones pluviográficas y 113 pluviométricas. De las estaciones pluviográficas se cuenta con información de precipitaciones máximas para 5, 10, 15, 60, 120, 360 y 1440 minutos, mientras que para las estaciones pluviométricas se tienen las precipitaciones máximas en 24 horas.

Para obtener las ecuaciones el INAMHI realizó un estudio comparativo entre las intensidades obtenidas de las estaciones pluviográficas y pluviométricas, hallando una correspondencia entre las intensidades de lluvias extremas y de las precipitaciones máximas en 24 horas, con la finalidad de que si se conoce éste último valor se pueda determinar la intensidad de diseño dependiendo de la zona. Por lo tanto, con los registros que se tienen de los pluviómetros es posible determinar la intensidad de la lluvia y su ecuación.

De acuerdo a la zonificación que se muestra en el anexo 4, el proyecto se ubica en la zona 11, cuyas ecuaciones representativas de intensidad son:

$$5 \text{ min} < 60 \text{ min} \quad I_{TR} = 137.27 t^{-0.5153} Id_{TR} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$60 \text{ min} < 1440 \text{ min} \quad I_{TR} = 578.56 t^{-0.8736} Id_{TR} \quad \text{Ecuación 18}$$

Curvas IDF

Las curvas IDF relacionan la intensidad de la lluvia con la duración y la frecuencia con la que se presenta el evento, es decir el periodo de retorno. El procedimiento para determinar las curvas IDF es el siguiente:

- Se obtienen las intensidades máximas, a partir del análisis estadístico de precipitaciones subdiarias.
- Se realiza un análisis estadístico de la serie histórica de información (Gumbel, Normal, Pearson, etc)
- Se verifica la calidad del ajuste realizado mediante un test de bondad de ajuste.
- Se grafica las intensidades obtenidas con su duración y el periodo de retorno.

Se obtuvieron las curvas IDF de la estación de Ortigas del PROMAS U. de Cuenca, elaboradas con un registro de información instantánea de 9 años, las cuales se muestran en la Figura 2.4. Se eligió esta estación debido a su cercanía con la zona del proyecto y su comportamiento climático es similar a la zona del proyecto, donde el invierno ocurre desde el mes de enero hasta el mes de mayo.

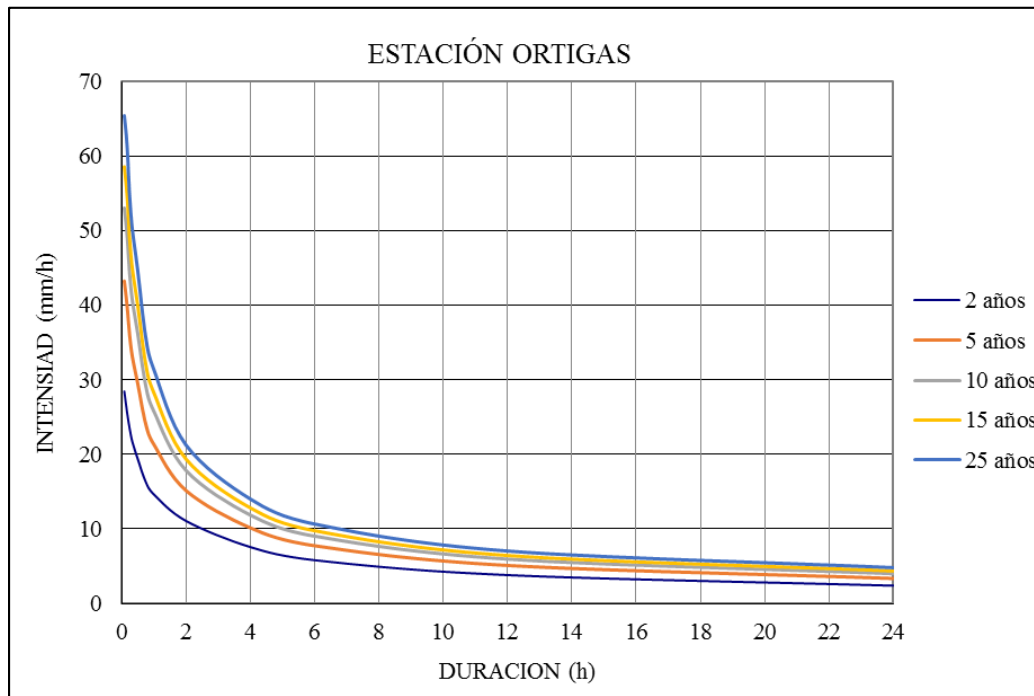


Figura 2.4 Curvas IDF de la estación pluviográfica de Ortigas.

Tiempo de concentración.

Es el tiempo que tarda en llegar una gota de agua que cae en el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de desagüe del proyecto, es decir, toda la cuenca está aportando agua al punto de salida. La ecuación más utilizada es la de **California Culverts Practice** desarrollada para pequeñas cuencas montañosas, también se la conoce como la ecuación de (Kirpich, 1940).

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce (m)

H = Desnivel de la cuenca (m).

En el drenaje superficial el tiempo de concentración mínimo recomendado es de 5 minutos por cuestiones de seguridad. Debido a que los sectores del macro deslizamiento no presentan un cauce de agua bien definido y el área de drenaje del deslizamiento es pequeña, se opta por tomar el tiempo de concentración más desfavorable que es de 5 minutos. Al seleccionar el tiempo de concentración más bajo, se obtiene la mayor intensidad para el diseño de las estructuras.



2.4.2.3. Área.

El área de drenaje se determinó con la topografía a escala 1:1000 y cartografía a escala 1:50000 obtenida del IGM de la zona usando el Sistema de Información Geográfica (GIS). Las cuencas de aporte de los sectores del macro deslizamiento fueron trazadas usando el software AutoCAD Civil 3D.

2.5. Diseño Hidráulico: Drenaje y Subdrenaje

El objetivo principal del drenaje es captar el agua proveniente de la lluvia y de esta manera disminuir el peso del material inestable, abatir el nivel freático y reducir la presión de poro que actúan como factores desestabilizantes. Los sistemas de drenaje pueden ser superficiales o profundos.

Entre los sistemas de drenaje superficiales están:

- Cunetas de Coronación
- Canales Colectores
- Rápidas

Los sistemas de drenaje profundos son:

- Subdrenes longitudinales
- Alcantarillas
- Subdrenes horizontales o de penetración
- Cortinas Subterráneas
- Galerías y Tubos de Drenaje
- Trincheras estabilizadoras
- Pantallas de drenaje
- Pozos de drenaje

La efectividad de estos sistemas varía de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas y climáticas.

2.5.1. Drenaje superficial

Cunetas de coronación. Son canales excavados en la corona del talud, con la finalidad de interceptar el agua que escurre por la ladera. Evitan la erosión del terreno y el congestionamiento de las cunetas y la plataforma de la vía por el agua y materiales arrastrados en zonas de alta pendiente, o donde se han efectuado cortes.

Pueden ser rectangulares, pero dependiendo de su tamaño y capacidad hidráulica requerida pueden ser también trapezoidales. Para evitar o disminuir la erosión del agua es necesario usar la vegetación como recubrimiento.



Su diseño se lo realiza en base a la ecuación para canales abiertos de Manning debido a su simplicidad y a la confianza de los resultados que se obtienen

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación 20

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Rugosidad

A = Área (m²)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

Debido a que el deslizamiento es activo, los canales a diseñar no serán de hormigón, sino que se usarán sacos de polipropileno con suelo. Las cunetas serán de sección trapezoidal con inclinación de las paredes de 1:1 a 1.5:1 (H:V) y dimensiones mínimas de 0.6m de base y 0.4m de profundidad de acuerdo a la normativa del MTOP (MTOP, 2012), estas dimensiones serán verificadas de acuerdo al caudal de diseño. El coeficiente de rugosidad n de Manning para este tipo de material es de 0.04 (Chow & Saldarriaga, 1994), considerando que se hará un adecuado mantenimiento.

Estas estructuras deben estar ubicadas a una distancia mínima de 5m desde la corona o a una distancia igual a la altura del corte si es mayor a 5m para que no sea afectada en caso de derrumbes. La pendiente debe ser uniforme a lo largo de la cuneta para evitar la erosión y azolvamiento de material. La pendiente máxima está limitada de acuerdo a la velocidad de erosión, en este tipo de material es de 3m/s (MTOP, 2012).

Canales colectores. Se construyen para interceptar y conducir el agua que escurre superficialmente sobre los sitios inestables, o junto a los taludes de las bermas evitando la infiltración y erosión del talud. Los canales construidos tienen el mismo recubrimiento y sección que las cunetas de coronación, por lo que se aplicaron las mismas consideraciones para su diseño.

Rápidas. Son canales de alta pendiente que se construyen transversalmente por los taludes, cuando la pendiente del terreno es tal que genera velocidades excesivas que producen erosión en el cuerpo de los canales y a la salida de éstos. Son usadas para conducir el agua de lluvia proveniente de los canales y cunetas de coronación. El agua es conducida hasta lugares alejados de los taludes, donde ya no representan ningún peligro. Una alternativa para disminuir los efectos erosivos es la prolongación del canal en un abanico amortiguador con la longitud suficiente. Pero, debido al costo y la facilidad constructiva se opta por darle al canal rugosidad artificial o escalonamiento, lo cual produce la pérdida de energía

deseada. La Figura 2.5 proporciona las velocidades admisibles para el pie del canal dependiendo del material del terreno natural en el lugar de la descarga.

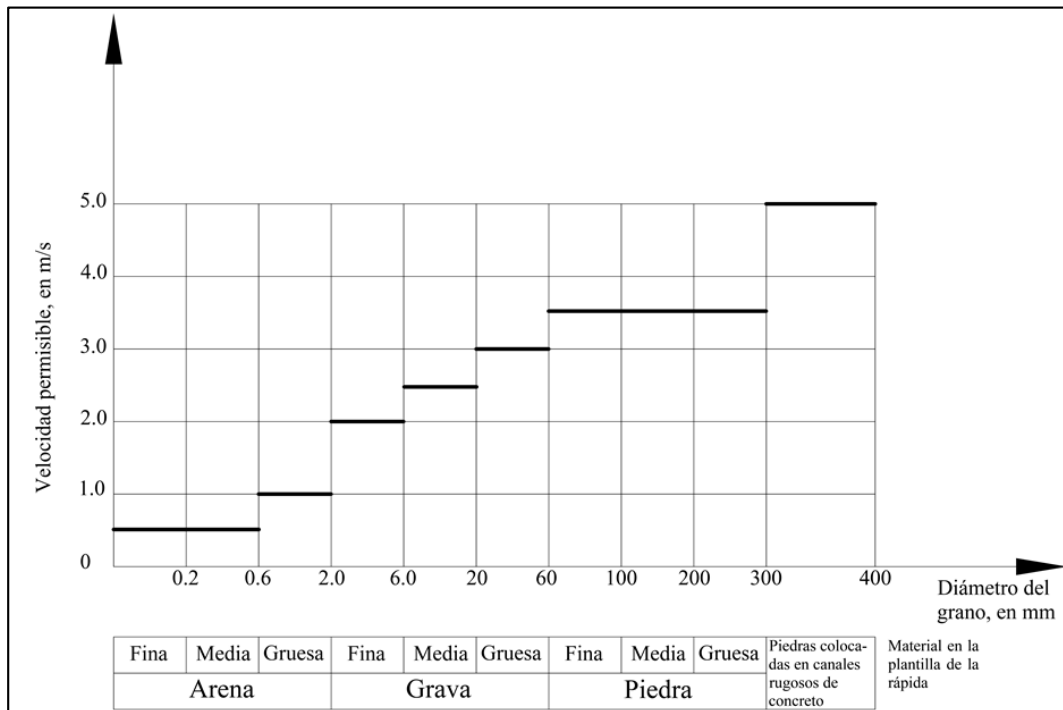


Figura 2.5 Velocidades permisibles al pie de las rápidas.

Fuente: Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. II

La construcción del canal debe realizarse siempre dentro del cuerpo del talud, de manera que los bordes de los muros queden al nivel del terreno.

En taludes muy altos es conveniente colocar los canales longitudinalmente y transversalmente formando una retícula canalizadora. Su ubicación debe ser en lugares realmente necesarios, donde los materiales del talud sean muy erosionables y no estén lo suficientemente protegidos por otros medios como la vegetación.

Para la disipación de la energía en los canales se usó rugosidad artificial, la cual genera resistencias locales disminuyendo la velocidad. Una manera de calcular la velocidad de flujo es a partir de la ecuación de Chezy

$$V = C\sqrt{Rsen\theta} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s).

C = Coeficiente de Chezy que depende del tipo de rugosidad.

R = Radio hidráulico (m)

θ = Ángulo de la pendiente longitudinal.



El coeficiente C se calcula mediante fórmulas empíricas en función de las relaciones h/σ y b/h (Chow & Saldarriaga, 1994).

$$\frac{100}{C} = k_1 + k_2 \frac{h}{\sigma} + k_3 \frac{b}{h} \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

h = Altura del agua sobre la rugosidad (m).

σ = Altura de la rugosidad (m).

b = Ancho del canal, por lo general de forma rectangular (m).

k_1, k_2, k_3 = Coeficientes relacionados con el tipo de rugosidad

La rugosidad artificial produce una disipación de la energía, lo cual provoca una velocidad constante luego de un recorrido corto. Se ha demostrado que la fórmula es valedera para valores de $h/\sigma > 3$, si no se cumple esta relación el flujo se deforma y pierde estabilidad. Además, la distancia recomendada entre los elementos de rugosidad es de 8σ .

En la Tabla 2.9 se muestran los límites del coeficiente C para cada tipo de rugosidad.

Tabla 2.9 Coeficientes y valores límites de C para los tipos de rugosidad artificial.

Tipo de Rugosidad	Forma	Coeficiente			Valores límites de C	
		k_1	k_2	k_3	Min	Max
A	Tipo W	116.1	-6.1	-1.2	11.85	35.09
B	Tipo V	85.8	-3.9	-0.8	13.9	19.96
C	Barras Cortadas	54.2	-2.1	0.33	19.27	26.46
D	Dados	52	-5.1	0.8	26.04	49.75
E	Barras Continuas	47.5	-1.2	0.1	21.88	25.38

2.5.2. Subdrenaje

El subdrenaje tiene como finalidad:

- Abatimiento del nivel freático.
- Eliminación de aguas de filtración.
- Derivación de fuentes de agua situadas debajo de la subrasante.

Subdrenaje Longitudinal. Estas obras se colocan en terrenos con poca pendiente, terrenos ondulados, en zonas bajas donde se genere acumulación de agua, en pantanos y en los escalonamientos de los taludes. Los subdrenes

consisten en zanjas de profundidad adecuada dependiendo de la localización del nivel freático, pueden ir desde 1m hasta 4m de profundidad. Estas obras están provistas de un tubo perforado que intercepta el agua, material filtrante compactado convenientemente, geotextil y en ocasiones geomalla como se muestra en Figura 2.6. El agua interceptada es conducida a gravedad hasta una quebrada o alcantarilla, donde su evacuación no represente problemas. Su finalidad es interceptar y eliminar el agua que fluye subterráneamente por el talud o la vía. En suelos blandos se debe dar un espesor suficiente a la capa de material filtrante para evitar daños del tubo colector y que éste mantenga una pendiente constante. Los drenes alcanzan mejores resultados cuando se trata de interceptar el agua proveniente de los taludes de corte.

La cantidad de agua recolectada no es un indicativo de la efectividad del sistema ya que por ejemplo, en suelos poco permeables se obtiene una gran disminución de la presión de poro y por lo tanto un aumento en el coeficiente de seguridad con cantidades bajas de agua recolectada.

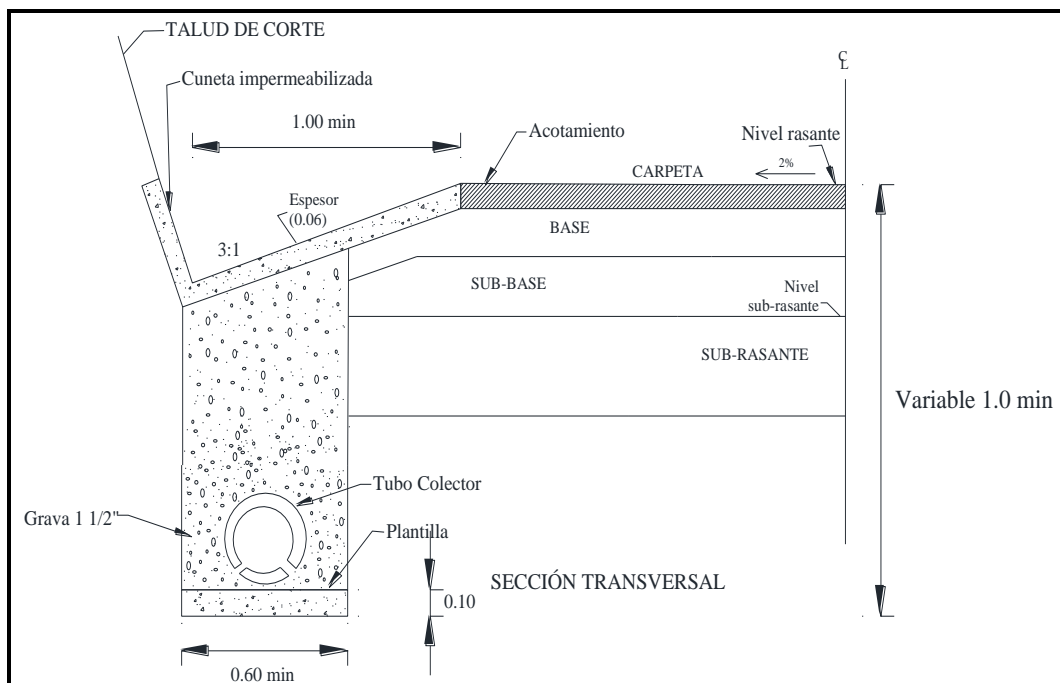


Figura 2.6 Sección transversal de un subdren longitudinal.

Fuente: Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. II

El caudal de diseño de los subdrenes es:

$$Q_{SD} = Q_{NF} + Q_{INF}$$

Ecuación 23

Q_{SD} = Caudal del subdren

Q_{NF} = Caudal del abatimiento del nivel freático

Q_{INF} = Caudal por Infiltración



Caudal por infiltración de agua lluvia (Q_{INF}). De toda la lluvia que cae directamente en la carpeta del pavimento un porcentaje de ésta, inevitablemente se infiltra en la estructura del mismo, debido a que las carpetas no son impermeables. Lo mismo sucede en las plataformas de las terrazas, donde el agua se infiltra a través de los suelos, la cantidad de infiltración depende del tipo de material constitutivo de la plataforma.

$$Q_{INF} = I_R * B * L * Fi * FR \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

I_R = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto.

B = Para subdrenes longitudinales, B es la semibanca de la vía y para los terracedos es igual al ancho de las plataformas.

L = Longitud del tramo de drenaje.

Fi = Factor de infiltración. Fi Asfalto 0.3-0.5; Fi concreto 0.67

FR = Factor de retención de la capa granular, refleja el hecho que la capa granular, dada su permeabilidad, entrega lentamente el agua al subdren FR : 0.25 - 0.5.

Caudal por abatimiento del nivel freático (Q_{NF}). En sitios donde se encuentre nivel freático a una altura tal, que afecte la estabilidad del terreno, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua.

$$Q_{NF} = K * i * A_o \quad \text{Ecuación 25}$$

$$i = \frac{Nd - Nf}{B} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$A_o = (Nd - Nf) * L \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

K = Coeficiente de permeabilidad de suelo adyacente.

i = Gradiente hidráulico.

Nd = Cota inferior del subdren.

Nf = Cota superior del nivel freático.

A_o = Área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático.

L = Longitud del tramo de drenaje.

El **material filtro** del subdren se diseña de acuerdo a dos criterios:

1. La granulometría del material filtro depende de la granulometría del terreno natural, debiendo cumplir las siguientes relaciones.



$$4 < \frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 9$$

$$\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 40$$

$$\frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 25$$

Además, el porcentaje que pasa la malla número 200 debe ser menor al 5%.

Donde:

D_{15F} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 15% del material del filtro.

D_{15S} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 15% del material del suelo.

D_{50S} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 50% del material del suelo.

D_{50F} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 50% del material del filtro.

D_{85F} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 85% del material del filtro.

2. La permeabilidad se verifica con las relaciones:

$$\frac{D_{15F}}{D_{15S}} > 4$$

$$\frac{D_{60F}}{D_{10F}} < 20 \text{ (coeficiente de uniformidad)}$$

Además, el tamaño de la partícula debe ser menor a 75mm.

Donde:

D_{60F} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 60% del material del filtro.

D_{10F} = Diámetro del tamiz que permite el paso del 10% del material del filtro.

Los orificios del tubo colector pueden ser rectangulares o circulares, debiendo cumplir para cada tipo con los siguientes criterios.

- Orificios circulares: $\frac{D_{85F}}{\phi} > 1$
- Orificios rectangulares: $\frac{D_{85F}}{\text{Ancho}} > 1.2$

Los **geotextiles** son telas permeables y filtrantes, pueden ser tejidos y no tejidos. Se construyen con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Este material impide el paso de las partículas del suelo y permite el flujo de agua.

La abertura del geotextil se escoge de acuerdo a la granulometría del suelo donde se usara, cumpliendo con la siguiente relación.



$$\phi_{95} < B * D_{85}$$

Donde, el valor de B varía de acuerdo al coeficiente de uniformidad del suelo.

- $B=1$ para $Cu < 2$ o $Cu > 8$
- $B=0.5 * Cu$ para $2 < Cu < 4$
- $B=8/Cu$ para $4 < Cu < 8$.

ϕ_{95} = Abertura del geotextil que retiene el 95% del peso de las partículas de vidrio.

D_{85} = Diámetro del tamiz en milímetros que permite el paso del 85% del suelo en peso.

2.6. Alcantarillas.

Son estructuras cerradas que permiten el paso del agua de un lado al otro de la vía. Pueden ser de diversas formas dependiendo del caudal de diseño o del lecho del cauce a drenar. Se construyen bajo el nivel de la subrasante. Los elementos constitutivos de una alcantarilla son: los cabezales, muros de ala en la entrada y en la salida y el ducto.

El diámetro mínimo de acuerdo a la normativa vigente del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) es de 1200 mm. La pendiente ideal es la que no produzca sedimentación, velocidades excesivas ni erosión y que permita la menor longitud de la estructura. Esta puede variar en un rango de 0.5% a 3%. La longitud depende del ancho de la corona de la carretera, la pendiente del talud, la pendiente de la alcantarilla, de la altura del terraplén, de la dirección y del tipo de protección. Las velocidades permisibles a la entrada o salida dependen del material del cauce. El calado máximo en la entrada es el mínimo valor que resulte de comparar: un bordo libre de 1m bajo la rasante o 1.2 veces la altura del ducto.

El cálculo de una alcantarilla se realiza en base al caudal máximo de diseño, pendiente establecida y la verificación de la velocidad máxima y remanso en la entrada. El método de Manning es el más adecuado para estimar el caudal máximo, el cual está en función de la sección y la pendiente. En el presente trabajo se diseñarán únicamente las alcantarillas que recolecten el agua proveniente de las rápidas.

2.7. Análisis de estabilidad de Taludes

La estabilidad de taludes puede ser estudiada estableciendo un análisis en tensiones totales o efectivas. La primera corresponde a situaciones de corto plazo, en suelos saturados (condiciones no drenadas) y la segunda puede corresponder a situaciones de largo plazo (condiciones drenadas) o de corto plazo. El análisis de estabilidad del macro deslizamiento se llevó a cabo en tensiones totales, en el cual no se considera la componente de consolidación de la presión de poro de



manera explícita, ya que está incluida implícitamente en la resistencia no consolidada – no drenada.

2.7.1. Factor de seguridad

Los métodos de análisis de estabilidad pueden ser de equilibrio límite y tenso-deformacionales. En el presente trabajo se aplicó el método de equilibrio límite, el cual evalúa la estabilidad de un talud a través de la obtención de un factor de seguridad. El factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas resistentes al movimiento y las fuerzas que provocan dicho movimiento, depende de la importancia del proyecto y de factores como costos, riesgos, si el talud será temporal o definitivo y pérdidas de vidas debido a la falla del talud.

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP Volumen 2B (pag. 47), en la Tabla 2.10 y 2.11 se muestran los valores de los factores de seguridad (MTOP, 2012).

Tabla 2.10 Factores de seguridad en taludes

Fs adm		Riesgos de pérdidas de vidas humanas		
		despreciable	medio	elevado
Riesgos de pérdidas económicas	despreciable	1.2	1.2	1.4
	medio	1.2	1.3	1.4
	elevado	1.4	1.4	1.5
i) Factores de seguridad para un tiempo de recurrencia de 10 años de lluvia				
ii) Para condiciones de riesgos elevados y subsuelo blando, el valor admisible de FS puede ser mayorado hasta un 10%				

Fuente: NEVI-12-MTOP

Para deslizamientos inminentes o pre existentes las medidas de remediación están en función de la historia del deslizamiento, del mismo modo el MTOP ha establecido factores de seguridad mínimos.

Tabla 2.11 Factores de seguridad recomendados para remediación de deslizamientos existentes.

Riesgos de pérdidas de vidas humanas		
despreciable	medio	elevado
FS > 1.1	FS > 1.2	FS > 1.3
Obs. : Factores de seguridad para un tiempo de recurrencia de 10 años de lluvia		

Fuente: NEVI-12-MTOP

2.7.2. Métodos de equilibrio límite

Actualmente, son más usados los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes debido a la sencillez de cálculo. Se basan únicamente en la teoría de la Estática para determinar el equilibrio de una masa deslizante, sin tomar en cuenta las relaciones esfuerzo – deformación del suelo. Estos métodos consisten en asumir una posible superficie de falla, ya sea circular, plana, parabólica, logarítmica o combinaciones de estas, en la cual se aplican los criterios de resistencia de los materiales, con el fin de verificar si bajo la superficie asumida se producirá o no la falla del talud.

Para el cálculo de la estabilidad de una ladera cuyo suelo tiene cohesión y fricción es necesario dividir la masa deslizante en dovelas. Sin embargo, el cálculo del factor de seguridad se convierte en un problema indeterminado desde el punto de vista de la Estática, por el número de incógnitas a determinar. En la Figura 2.7 se muestra un esquema de la masa deslizante y de las fuerzas que actúan sobre cada dovela.

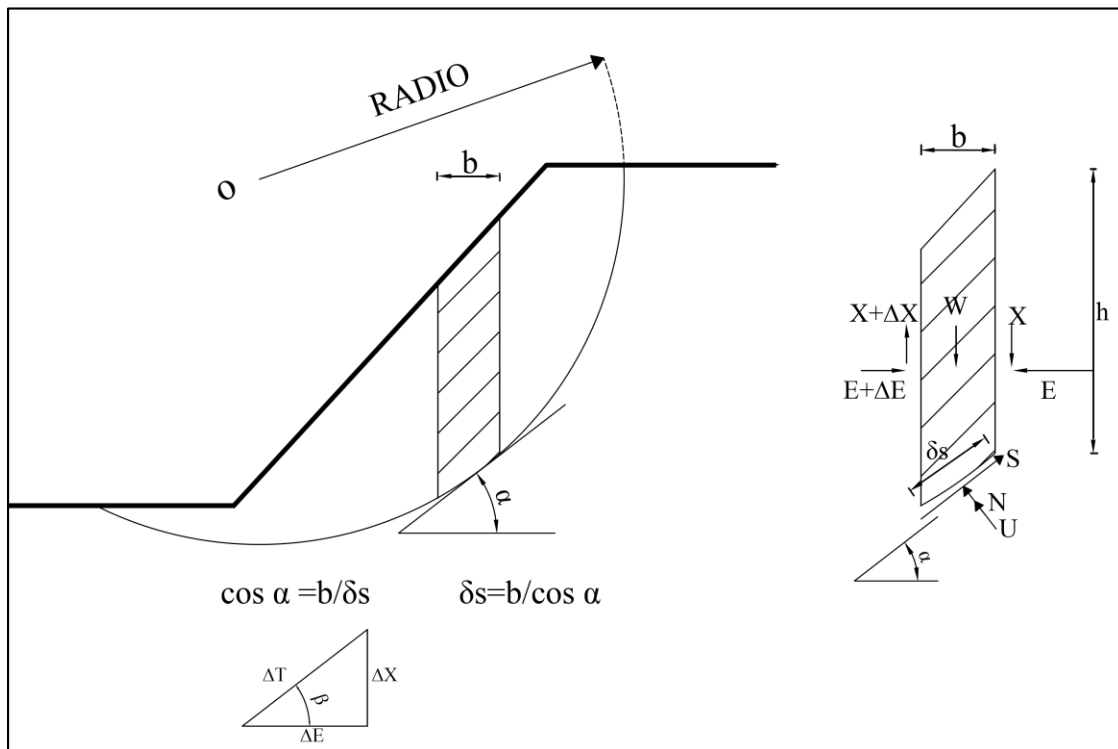


Figura 2.7 Fuerzas actuantes sobre una dovela.
Fuente: (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010)

Donde:

\bar{N} = Resultante normal sobre una dovela.

W = Peso de cada dovela analizada.



U = Resultante de presión de poros.

α = Ángulo entre la tangente del centro de cada dovela y la horizontal.

ΔT = Resultante de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas.

E = Tensión normal en el costado de cada dovela.

S = Resistencia a cortante.

δ_s = Longitud de arco de una dovela.

x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.

b = Ancho de la dovela.

h = Altura de la dovela.

Al plantear el equilibrio de las n dovelas se tiene un total de $3n-1$ incógnitas para $2n$ ecuaciones en el equilibrio de fuerzas, mientras que para el equilibrio de momentos se tiene $2n-1$ incógnitas para n ecuaciones. Sumando los valores se obtiene $5n-2$ incógnitas para $3n$ ecuaciones.

Para simplificar los cálculos, los métodos más usados no determinan el equilibrio de momentos, reduciendo el problema a $3n-1$ incógnitas para $2n$ ecuaciones. Pero el problema aún es indeterminado, por lo tanto es necesario hacer $n-1$ hipótesis acerca del ángulo β con lo cual resulta $2n$ incógnitas para $2n$ ecuaciones.

En la Figura 2.8 se muestra el polígono de fuerzas que actúan sobre cada dovela.

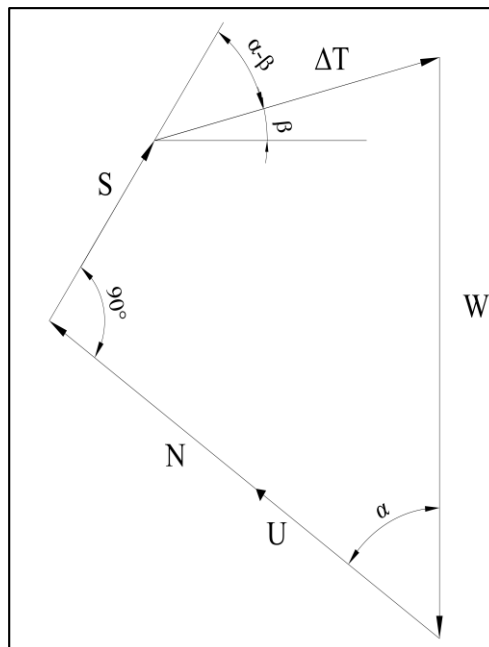


Figura 2.8 Polígono de fuerzas sobre la dovela.

Para obtener el factor de seguridad se realiza el equilibrio de fuerzas en cada dovela, descomponiendo las fuerzas actuantes con respecto al eje de la fuerza



normal y la fuerza cortante. De este modo se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$(\bar{N} + U) = W \cos \alpha + \Delta T \sin(\alpha - \beta) \quad \text{Ecuación 28}$$

$$S + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad \text{Ecuación 29}$$

Del concepto de factor de seguridad, que es la relación entre las fuerzas resistentes para las fuerzas actuantes, se obtiene el valor de la fuerza cortante en cada dovela:

$$S = \frac{1}{F} (C + \bar{N} \tan \phi) \quad \text{Ecuación 30}$$

Siendo:

$$C = c \delta s \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción interna.

c = Cohesión.

F = Factor de seguridad.

δs = Longitud de arco de una dovela.

Reemplazando el valor de la fuerza cortante S de la ecuación 30 en la ecuación 29, se obtiene:

$$\frac{1}{F} (C + \bar{N} \tan \phi) + \Delta T \cos(\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad \text{Ecuación 32}$$

Como se dijo anteriormente el problema queda reducido a un sistema de $2n$ ecuaciones con $2n$ incógnitas. Las ecuaciones 28 y 32 forman el sistema de $2n$ ecuaciones que definen el equilibrio de la masa deslizante.

Otra manera de calcular el equilibrio de la masa deslizante es analizarla como un todo, simplificando de esta manera los cálculos, ya que no intervienen las fuerzas internas ni los empujes interdovelares en el equilibrio general. Al determinar el equilibrio de momentos con respecto al centro del círculo de falla se obtiene la ecuación 33.

$$\sum W x = \sum S R \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

x = Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela a la vertical que pasa por el centro del círculo.

R = Radio del círculo.



Reemplazando la ecuación 30 en la ecuación 33, se obtiene la expresión para el cálculo del factor de seguridad:

$$F = \frac{R \sum (C + \bar{N} \tan \phi)}{\sum W \cdot x} \quad \text{Ecuación 34}$$

En la ecuación 34 la única incógnita son los n valores de las fuerzas normales \bar{N} que se calculan operando las ecuaciones 28 y 32:

$$\bar{N} = \frac{W \cos \alpha [1 + \tan(\alpha - \beta)] - \frac{1}{F} C \tan(\alpha - \beta) - U}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan(\alpha - \beta)}{F}} \quad \text{Ecuación 35}$$

Al obtener la ecuación 35, se observa que no es necesario conocer los valores de las fuerzas ΔT para obtener el factor de seguridad.

Existen varios procedimientos para el cálculo del factor de seguridad por el método de equilibrio límite, los cuales se describen a continuación:

Tanto el método Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927) y Bishop simplificado (Bishop, 1955) asumen superficies de falla circulares y no satisfacen las ecuaciones de equilibrio, pero en su desarrollo existen algunas diferencias. Fellenius analiza el equilibrio de fuerzas sin tomar en cuenta las fuerzas entre las dovelas mientras que Bishop asume que las fuerzas cortantes entre las dovelas son nulas. Por lo general, el método más conservador es el de Fellenius y el que da el mayor valor es el de Bishop, el resto de métodos dan valores intermedios a los dos, por esta razón es importante el cálculo del factor de seguridad por ambos métodos ya que establecen un rango de valores.

Los métodos de Janbu Simplificado (Janbu, 1968), Sueco Modificado (U.S. Army Corps of Engineers, 1970) y (Lowe & Karafiath, 1960) asumen cualquier forma de la superficie de falla y analizan el equilibrio de fuerzas. Janbu asume que no hay fuerzas cortantes entre las dovelas al igual que Bishop, pero introduce un factor de corrección F_0 , ya que no satisface todas las condiciones de equilibrio de momentos. El factor F_0 se determina en base a gráficos que relacionan la geometría y los parámetros geotécnicos del terreno. En el método Sueco Modificado se asume que las fuerzas tienen la misma inclinación que el terreno. Mientras que el método de Lowe y Karafiath asume que las fuerzas entre las partículas tienen una inclinación igual al promedio entre la superficie y la base de las dovelas, este método es considerado como el más preciso entre los métodos que analizan el equilibrio de fuerzas.

Los métodos de (Spencer, 1967) y (Sarma, 1973) al igual que los tres métodos anteriores trabajan con cualquier superficie de falla, pero estos analizan tanto el equilibrio de momentos, como el de fuerzas, por lo que son considerados como métodos más exactos. Spencer asume que la inclinación de las fuerzas laterales



es constante para todas las dovelas, satisface el equilibrio estático asumiendo que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas es constante. Sarma asume que las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado, además, aplica el método de las dovelas para determinar un coeficiente sísmico que produciría la falla. De esta manera se establece una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad.

La Tabla 2.12 presenta las ecuaciones para el cálculo del factor de seguridad para cada método.

Tabla 2.12 Ecuaciones para el cálculo del factor de seguridad.

Fellenius	$F_s = \frac{R \sum c \cdot \delta s}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W \cos \alpha - u \delta s) \tan \phi}{\sum W \cdot x}$
Bishop Simplificado	$F_s = \frac{R \sum \left\{ [c \cdot b + (W - u b) \tan \phi] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s}} \right\}}{\sum W \cdot x}$
Janbu*	$F_s = \frac{f o \sum \{ c \cdot b + (W - u b + \Delta x) \tan \phi \} \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}}}{\sum W \cdot \tan \alpha}$ Fo = factor de corrección.
Spencer	$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cdot \cos \alpha - \gamma_w \cdot h \cdot l \cdot \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \cdot \sec \alpha}{\cos(\alpha - \beta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \cdot \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$ Q = Fuerza de interacción entre dovelas. γ_w = peso específico del agua. h = altura de la dovela. l = longitud de la base de la dovela. θ = Angulo de inclinación de las fuerzas de interacción entre las dovelas.

*Asumiendo $\Delta x = 0$ se obtiene el método ordinario de Janbu.

A pesar de que el método de Fellenius es el que da los valores del factor de seguridad más conservadores, en el presente trabajo se aplicó el método de Morgenstern y Price debido a que es el recomendado por el manual NEVI – 12 volumen 2B, para proyectos de riesgo medio.

2.7.2.1. Método de Morgenstern y Price.

El método de (Morgenstern & Price, 1965) es similar al método de Spencer, ya que satisface el equilibrio de fuerzas y momentos y se aplica a cualquier tipo de superficie de falla, circular y no circular. Las diferencias entre estos dos métodos son las siguientes asunciones:

- Los planos divididos entre dovelas son siempre verticales
- La línea de acción del peso de cada dovela pasa por el centroide de ésta.
- La fuerza normal \bar{N} se aplica en el centro de la base de la dovela.



- La inclinación de la fuerza resultante entre dovelas varía de acuerdo a una función arbitraria.

El método establece una relación entre los componentes de las fuerzas interdovelares verticales y horizontales de la siguiente forma.

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

λ = Factor de escala.

$f(x)$ = Una función (constante, senoide, semisenoide, trapecio, fraccionada)

Para calcular el ángulo de inclinación de la fuerza resultante mediante una función semisenoide, se puede seleccionar cualquiera de las funciones presentadas en la Figura 2.9. La función escogida no influye en gran medida en el resultado, pero una selección adecuada facilita la convergencia del método. El valor del ángulo de inclinación se obtiene al evaluar la función $f(x)$ en el punto más alejado (x_i) y multiplicarlo por un factor de escala λ , el cual es el resultado de la razón entre la función especificada y la función utilizada.

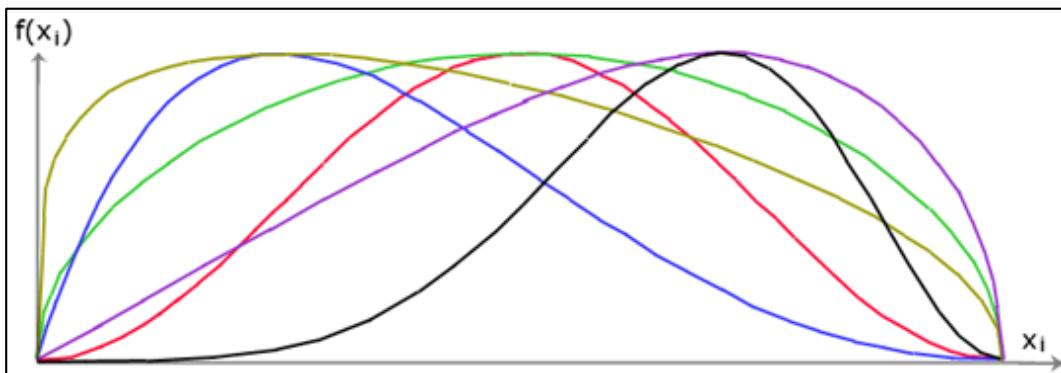


Figura 2.9 Función semisenoide.

El método subdivide la masa deslizante en n dovelas infinitesimales. En la Figura 2.10 se muestra la i -ésima dovela y las fuerzas actuantes sobre esta.

Para determinar el factor de seguridad primero se determina el equilibrio de fuerzas de la i -ésima dovela con respecto al eje perpendicular a la superficie de falla

$$\bar{N}_i = (W_i + \lambda f_{i-1} E_{i-1} - \lambda f_i E_i) \cos \alpha_i + (E_i - E_{i-1}) \sin \alpha_i - U_i \quad \text{Ecuación 37}$$

Y resolviendo para el eje paralelo a la superficie de falla,

$$\frac{\bar{N}_i \tan \phi_i + c_i b_i \sec \alpha_i}{F_s} = (W_i + \lambda f_{i-1} E_{i-1} - \lambda f_i E_i) \sin \alpha_i - (E_i - E_{i-1}) \cos \alpha_i \quad \text{Ecuación 38}$$

Sustituyendo el valor de la ecuación 37 en la ecuación 38, se obtiene,

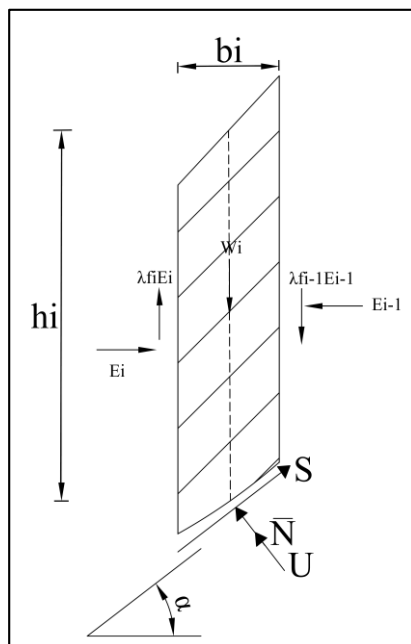


Figura 2.10 Fuerzas actuantes sobre una dovela para el método de Morgenstern y Price.

Ecuación 39

$$E_i[(\text{sen}\alpha_i - \lambda f_i \cos\alpha_i)\tan\phi_i + (\cos\alpha_i + \lambda f_i \text{sen}\alpha_i)F_s] \\ = E_{i-1}[(\text{sen}\alpha_i - \lambda f_{i-1} \cos\alpha_i)\tan\phi_i + (\cos\alpha_i + \lambda f_{i-1} \text{sen}\alpha_i)F_s] + F_s T_i \\ - R_i$$

Donde:

R_i = Suma de las fuerzas cortantes resistentes, contribuidas por todas las fuerzas actuando sobre las dovelas, excepto la fuerza cortante normal interdovelar.

$$R_i = (W_i \cos\alpha_i - U_i)\tan\phi_i + c_i b_i \sec\alpha_i \quad \text{Ecuación 40}$$

T_i = Suma de las componentes de las fuerzas de R_i que tienden a causar la inestabilidad.

$$T_i = W_i \text{sen}\alpha_i \quad \text{Ecuación 41}$$

La ecuación 39 se puede expresar de la siguiente manera.

$$E_i \phi_1 = \omega_{i-1} E_{i-1} \phi_{i-1} + F_s T_i - R_i \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

$$\phi_1 = (\text{sen}\alpha_i - \lambda f_i \cos\alpha_i)\tan\phi_i + (\cos\alpha_i + \lambda f_i \text{sen}\alpha_i)F_s \quad \text{Ecuación 43}$$

$$\phi_{i-1} = (\text{sen}\alpha_{i-1} - \lambda f_{i-1} \cos\alpha_{i-1})\tan\phi_{i-1} + (\cos\alpha_{i-1} + \lambda f_{i-1} \text{sen}\alpha_{i-1})F_s \quad \text{Ecuación 44}$$



$$\omega_{i-1} = \left[\frac{(\text{sen}\alpha_i - \lambda f_{i-1} \cos\alpha_i) \tan\phi_i + (\cos\alpha_i + \lambda f_{i-1} \text{sen}\alpha_i) F_s}{\varphi_{i-1}} \right] \quad \text{Ecuación 45}$$

Con la condición de que las fuerzas interdovelares de la primera y última dovela sean nulas ($E_0 = 0$ y $E_n = 0$), la ecuación 42 se puede derivar en una expresión para el cálculo del factor de seguridad, dando como resultado la ecuación 46.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=1}^{n-1} \omega_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=1}^{n-1} \omega_j) + T_n} \quad \text{Ecuación 46}$$

La ecuación es de tipo implícito, ya que el F_s aparece en ambos miembros de la ecuación, por lo que su solución será iterativa.

2.7.3. Método pseudoestático de equilibrio límite.

En los análisis pseudoestáticos las fuerzas inerciales y de presión de poros inducidas por los sismos son reemplazadas por una fuerza estática horizontal y vertical, estas fuerzas son proporcionales al coeficiente pseudoestático y al peso de la masa deslizante y actúan a través del centroide de la masa. La ecuación 47 representa la fuerza pseudoestática horizontal y la ecuación 48 la fuerza vertical.

$$F_h = \frac{a_h w}{g} = k_h * w \quad \text{Ecuación 47}$$

$$F_v = \frac{a_v w}{g} = k_v * w \quad \text{Ecuación 48}$$

Donde:

a_h y a_v = Aceleraciones horizontales y verticales respectivamente.

k_h y k_v = Coeficientes pseudoestáticos horizontales y verticales

W = Peso de la masa deslizante.

Por lo general, el coeficiente pseudoestático vertical es pequeño en comparación al horizontal por lo que no se lo toma en cuenta para el diseño. Además, al considerar el efecto del sismo como una fuerza esta puede actuar hacia arriba desestabilizando el terreno o hacia abajo estabilizándolo, lo que no es cierto.

Para el diseño de taludes por el método pseudoestático se escoge un valor del factor de zona (Z). El coeficiente Z representa la máxima aceleración esperada en la roca para el sismo de diseño, se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y su valor depende de la zona donde se ubique el proyecto. El Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas caracterizadas por el valor de Z , en general todo el territorio ecuatoriano está catalogado como zona de amenaza sísmica alta, a excepción del nororiente donde la amenaza es intermedia y todo el litoral está bajo amenaza sísmica muy alta. En la Figura 2.11 se muestran las zonas sísmicas del Ecuador junto con los valores del factor de zona.

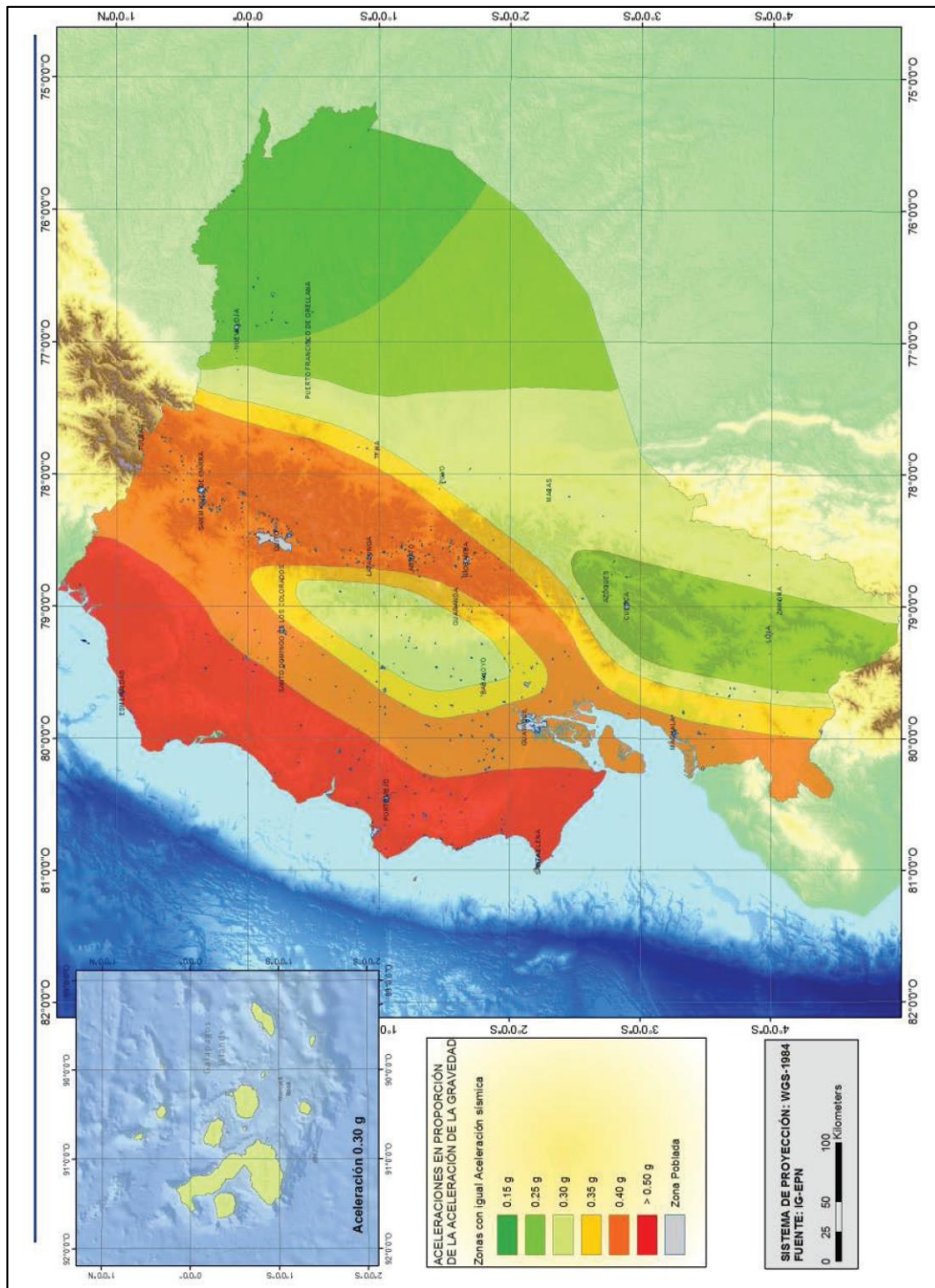


Figura 2.11 Ecuador, Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona.
Fuente: NEC-Peligro sísmico-Diseño sismoresistente.



El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años) (NEC, 2014). En la Tabla 2.13 se muestran los valores del factor Z.

Tabla 2.13 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-Peligro sísmico-Diseño sismoresistente.

Cuando se requiere mayor detalle para localizar la zona de estudio, en el NEC – Peligro Sísmico – Diseño Sismoresistente hay una tabla disponible con los coeficientes Z para diferentes lugares. En este caso el valor del coeficiente es de 0.3 para el Tambo (NEC, 2014)

Realizar un diseño asumiendo que el coeficiente sísmico es igual a la máxima aceleración del terreno sería demasiado severo, ya que este valor se presenta una sola vez y cambia de dirección varias veces. Por esta razón, en Japón se recomienda usar un valor entre el 50 al 60% de la aceleración máxima (Sasaki, Koga, & Taniguchi, 1984).

2.7.3.1. Probabilidad de riesgo

La probabilidad de ocurrencia (o riesgo) de al menos un sismo de esa magnitud con un periodo de retorno (T_r), durante N años sucesivos está dado por:

$$P = 1 - q^N \quad \text{Ecuación 49}$$

Donde:

$q = 1 - 1/T$ Probabilidad de no ocurrencia en un año cualquiera

2.7.3.2. Método pseudoestático de equilibrio límite aplicado a Morgenstern y Price.

Para determinar el factor de seguridad por el método de Morgenstern y Price tomando en cuenta el efecto de la fuerza pseudoestática horizontal producida por el sismo, se debe introducir dicha fuerza en el centroide de la dovela mostrada en la Figura 2.10. Siguiendo el mismo proceso aplicado para encontrar el factor de seguridad con la ecuación 46 se obtienen las siguientes ecuaciones al aplicar la fuerza pseudoestática horizontal.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=1}^{n-1} \omega_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=1}^{n-1} \omega_j) + T_n} \quad \text{Ecuación 50}$$

Donde:



$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i - U_i] \tan \phi_i + c_i b_i \sec \alpha_i \quad \text{Ecuación 51}$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + K_c W_i \cos \alpha_i \quad \text{Ecuación 52}$$

$$\varphi_1 = (\sin \alpha_i - \lambda f_i \cos \alpha_i) \tan \phi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_i \sin \alpha_i) F_s \quad \text{Ecuación 53}$$

$$\omega_{i-1} = \left[\frac{(\sin \alpha_i - \lambda f_{i-1} \cos \alpha_i) \tan \phi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_{i-1} \sin \alpha_i) F_s}{\varphi_{i-1}} \right] \quad \text{Ecuación 54}$$

2.7.4. Back Analysis

En laderas que han fallado utilizar el análisis retrospectivo “back – analysis” constituye una herramienta muy útil para estimar la resistencia cortante del suelo in-situ, ya que previamente se conoce el mecanismo y geometría de falla. La importancia de este análisis en la caracterización geomecánica de los materiales radica en el hecho de que incluye factores que no son considerados en los ensayos de laboratorio como:

- Estructura y no homogeneidad del suelo
- La influencia de las fisuras en la resistencia al corte.

Además, los resultados de este análisis se pueden usar en otros taludes de la misma formación geológica lo cual representa una gran ventaja.

Este análisis adopta un factor de seguridad igual a la unidad considerando la geometría original al momento de la falla, para posteriormente obtener la resistencia del suelo aplicando el método de estabilidad seleccionado (Bishop, Fellenius, Janbu, Morgenstern y Price).

Para obtener los parámetros de resistencia del suelo (c y ϕ) existen varios métodos, sin embargo, la opción ampliamente usada obtiene un solo parámetro y supone conocido el otro. En el back analysis realizado en el deslizamiento de Cachi se obtuvo un nuevo valor de la cohesión para la condición de equilibrio ($F_s=1$), mientras que para los suelos friccionantes no se cambió el valor de ϕ .

2.7.5. Procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes usando el programa SLOPE/W

Una vez obtenidos los perfiles estratigráficos con sus respectivas propiedades físicas y mecánicas se modeló la estabilidad del talud en las condiciones actuales obteniéndose el factor de seguridad mínimo para la parte alta (análisis local) y para todo el deslizamiento (análisis global) para las condiciones planteadas. Con los resultados obtenidos se verificó si era o no necesario un back-analysis.

Se plantearon diferentes alternativas de cortes y subdrenes, determinando para cada uno el factor de seguridad local. Además, para cada alternativa de pendiente planteada se calculó el volumen de material que debía removerse, lo cual



proveerá un mejor criterio para elegir el movimiento de tierras más adecuado. Después de escoger la alternativa más adecuada, se determinó la estabilidad global del deslizamiento. Todas las modelaciones de estabilidad se realizaron considerando y sin considerar el efecto del coeficiente sísmico.

Consideraciones: Para la modelación fue necesario introducir la geometría original de la ladera, para los tres perfiles se consideró la situación más desfavorable en la cual la masa de suelo está completamente saturada debido a la falta de perforaciones y geofísica que permitan determinar con certeza la profundidad del nivel freático. Además, no se consideró el efecto de los humedales en la estabilidad, ya que estos serán drenados completamente.



CAPÍTULO 3. APLICACIÓN AL MACRO DESLIZAMIENTO

3.1. Condición actual.

La zona de estudio presenta problemas de estabilidad debido a la presencia de canales y reservorios contruidos por la necesidad de abastecer de agua a los cultivos y la ganadería. Todo esto se ha realizado sin tener en cuenta aspectos técnicos básicos en el trazado, ya que los canales corren en distintas direcciones, captando el agua que escurre superficialmente sin tener un cauce definido donde puedan desfogar, si no que terminan en cualquier punto del terreno formando zonas de acumulación y potencial infiltración; la pendiente de los canales contruidos, no considera los criterios de velocidades mínimas ni máximas dependiendo del tipo de suelo, que eviten acumulación o erosión. Tanto los canales, como los reservorios no han sido impermeabilizados, razón por la cual el agua infiltra por los suelos más permeables provocando el aumento de las presiones de poro y consecuentemente la pérdida de resistencia del suelo.

Como causas naturales se puede mencionar la socavación provocada en el pie del deslizamiento por el río Cañar y por la Quebrada Solitaria, así como la topografía plana del pie donde se han formado cauces y zonas de acumulación que constituyen humedales, los cuales debilitan el terreno. Además de las causas descritas anteriormente, se suman las pobres características resistentes de los materiales.

Los 3 perfiles estratigráficos en los cuales se calculó la estabilidad se muestran en las Figuras 3.1, 3.2 y 3.3 y las características de los diferentes estratos de suelo considerados se indican en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades geomecánicas de los estratos de suelo.

Material	γ húmedo kN/m3	Cohesión KN/m2	Ángulo de fricción °	K cm/s	Humedad W %	γ seco kN/m3	Peso específico solidos ys	γ saturado kN/m3
CL	15.35	35.20		8.30E-06	36.90%	11.21	26.68	16.90
MH	15.30		34.72	1.00E-05	54.10%	9.93	26.29	16.04
CH	15.21	61.60		8.30E-06	32.50%	11.48	26.68	17.07
SC	16.67		39.14	1.60E-05	27.56%	13.07	26.19	17.98
CH2	15.98	70.40		8.30E-06	35.97%	11.75	26.68	17.24
SC2	16.58		37.98	1.60E-05	27.68%	12.99	26.19	17.93
GC1	18.96		41.25	1.00E-03	21.51%	15.60	26.00	19.53
GC2	19.23				23.18%	15.61	26.00	19.53



Material	Límites de Atterberg			Granulometría % pasa		
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Nº4	Nº40	Nº200
CL	40	22	18	89.7	74.6	61.9
MH	59	32	27	100	96.3	90.1
CH	53	23	30	98.4	82.7	59.3
SC	35	14	21	97.8	58.8	27.6
CH2	62	24	38	88.6	69.9	59.7
SC2	41	22	19	79.9	35.6	19.6
GC1	55	21	34	54.3	34.9	23.5
GC2	29	21	8	51.7	32.3	21.2

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

3.2. Análisis de estabilidad en condiciones actuales

Tratando de encontrar un balance entre costos y seguridad el presente trabajo se enfocó en el control del agua en toda el área de estudio y la reducción del peso de la corona del deslizamiento. El control del agua es de vital importancia para la estabilización del sitio, ya que como se mencionó anteriormente las principales causas que generaron este deslizamiento son los reservorios y las redes de canales. Por este motivo, se realizó un estudio hidrológico para implementar las medidas de drenaje necesarias para el control y evacuación del agua en toda la zona. La reducción del peso de la corona se realizó mediante terraceos para obtener un factor de seguridad igual o mayor a 1.1, con el objetivo de disminuir la rata de avance del deslizamiento hacia la vía Biblián – Zhud.

El área de estudio se dividió en 3 zonas como se indica en la Figura 2.1 y a continuación se describe cada una.

La zona 1 comprende la parte alta del margen derecho de la vía Biblián – Zhud, en esta zona existe gran cantidad de canales de riego y reservorios que carecen de impermeabilización, por lo que el agua infiltra por los estratos del suelo hasta el cuerpo del deslizamiento. Por este motivo, se diseñaron canales de encauzamiento y subdrenes para interceptar el agua que fluye por los canales e infiltra en el suelo y redirigirlas hacia las alcantarillas existentes en la vía, las cuales también fueron diseñadas para garantizar su capacidad de evacuación.

La zona 2 comprende la parte alta del margen izquierdo de la vía, abarcando el escarpe principal del deslizamiento. En donde se realizaron análisis locales de estabilidad para determinar la geometría del terraceo con su respectivo sistema de drenaje. El sistema de drenaje permite captar el agua de las plataformas, evitando que se acumule y provoque nuevos problemas de inestabilidad. Los canales serán evacuados mediante rápidas ubicadas estratégicamente para que conduzcan el agua hacia los cauces naturales fuera de la zona de influencia del deslizamiento.

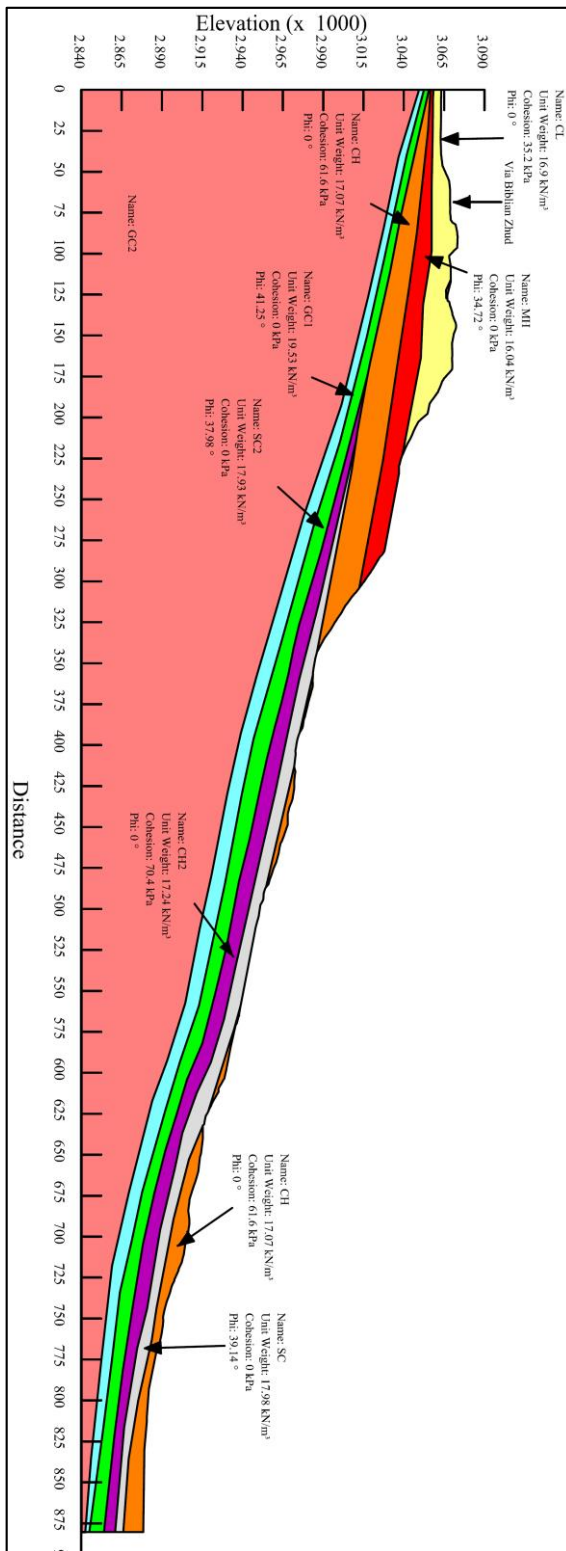


Figura 3.1 Perfil 1 en condiciones actuales.

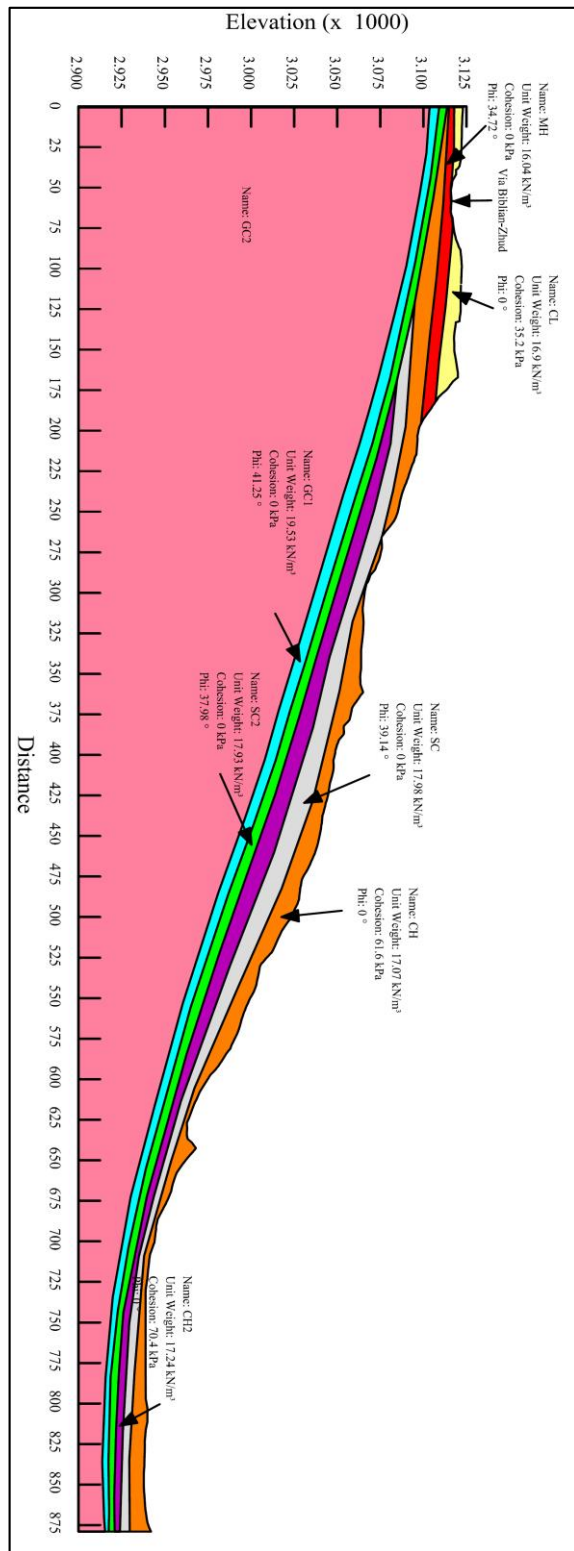


Figura 3.2 Perfil 2 en condiciones actuales.

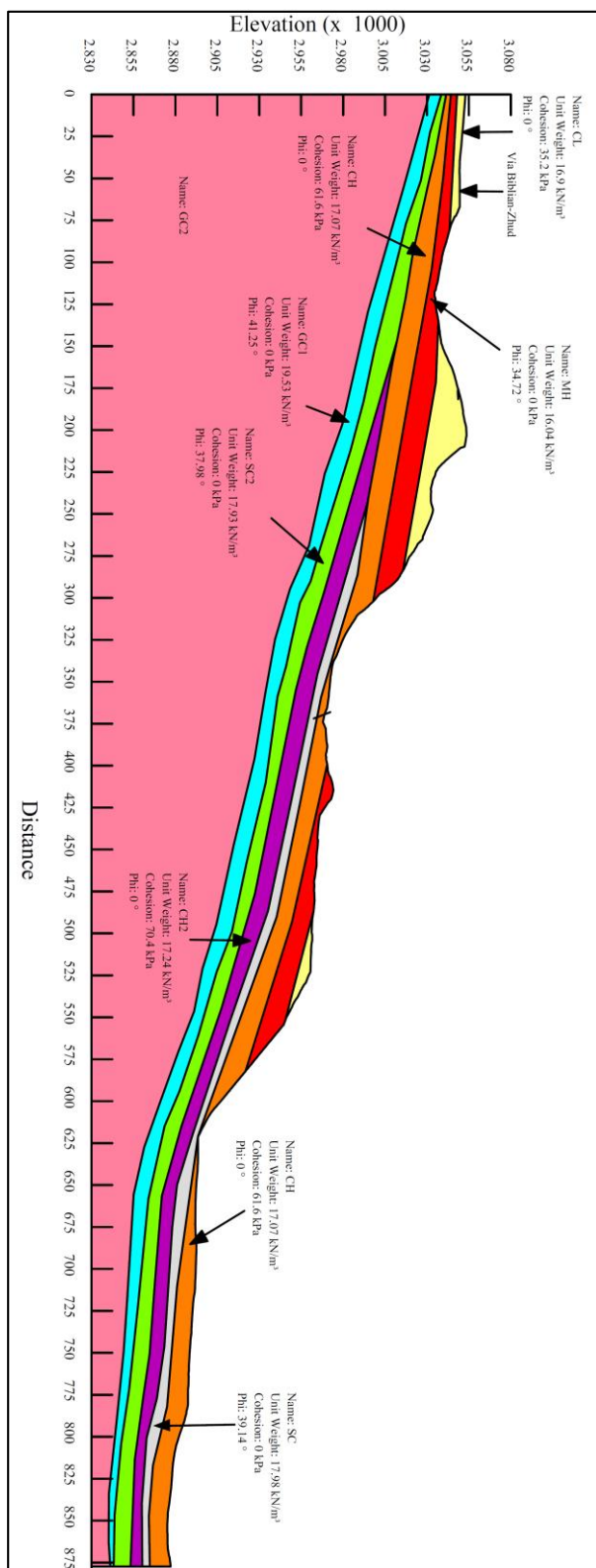


Figura 3.3 Perfil 3 en condiciones actuales.



Finalmente, la zona 3 comprende la parte media del deslizamiento, en ésta zona también existen canales de riego y se han generado zonas de acumulación debido a la topografía. Por estas razones fue necesaria la implementación de un sistema de drenaje, para captar el agua que escurre por la ladera y drenar las zonas húmedas, mediante canales y subdrenes.

En el software SLOPE/W se realizó el análisis de estabilidad para los tres perfiles de la zona 2 en condición saturada. Se obtuvieron los factores de seguridad sin considerar y considerando la acción sísmica, también se determinaron los factores de seguridad globales en condiciones saturadas. Todos los resultados se muestran en la Tabla 3.2.

La modelación del análisis de estabilidad en condiciones actuales se muestra en el anexo 5. Los perfiles 1 y 3 se encuentran en estado incipiente, por ello no se realizó el back análisis. Al no ser representativas las propiedades mecánicas del suelo en el perfil 2 se optó por realizar el back análisis.

Para poder simular las condiciones que tuvo el talud al momento de la falla, es importante determinar el estrato más débil, por este motivo del análisis anterior y de acuerdo a las propiedades geomecánicas de los diferentes estratos se determina que la falla se produce en el estrato de arcilla de alta plasticidad (CH2). Del back análisis realizado en el perfil 2 se obtuvo una cohesión $c = 40.0$ kPa para los estratos arcillosos

Tabla 3.2 Factores de seguridad en condiciones saturadas

Perfil	Descripción	Fs sin coeficiente sísmico	Fs con coeficiente sísmico
1	Modelación local	1.07	0.99
1	Modelación global	0.92	0.62
2	Modelación local	1.24	0.88
2	Modelación global	1.06	0.67
3	Modelación local	1.00	0.84
3	Modelación global	0.95	0.61

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

3.3. Análisis de estabilidad de taludes con diferentes alternativas.

Se realizaron diferentes alternativas variando el ancho de la plataforma, la altura e inclinación de las bermas y la posición donde empiezan los cortes. En cada alternativa se consideró la acción de los subdrenes de 2m de profundidad colocados en las plataformas actuando a su máxima capacidad. Por razones de estabilidad los cortes se hicieron en la parte alta del sitio, es decir en la corona, donde se consiguen mayores efectos sobre la estabilidad general del deslizamiento. Para favorecer el drenaje de las bermas y de acuerdo a la

normativa del MTOP la pendiente de las plataformas será de 20:1 hacia adentro de la berma.

Debido a que el área de influencia es extensa alcanzando una longitud aproximada de 850m en la dirección de la vía, la topografía del terreno varía entre los perfiles obtenidos. Los perfiles 1 y 2 son cercanos por ello se realizó el mismo corte, mientras que para el perfil 3 se realizó diferentes cortes a los anteriores, ya que se encuentra a una distancia de 315m del perfil 2. La Figura 3.4 presenta un esquema de los cortes realizados.

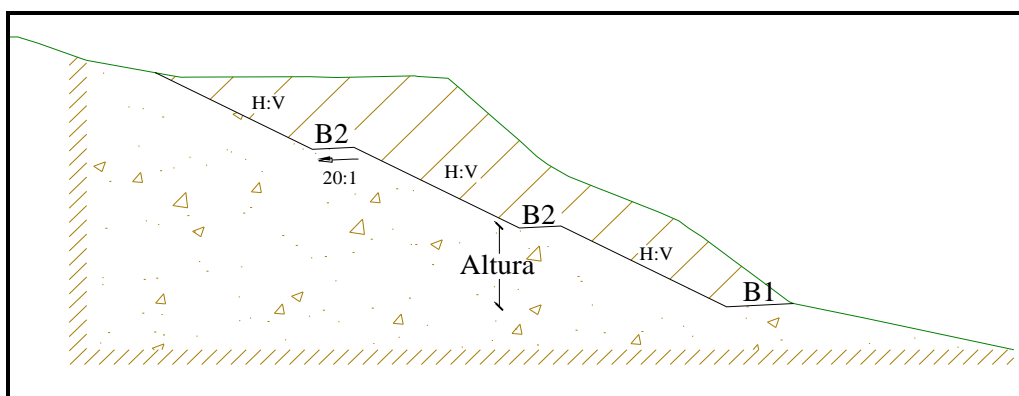


Figura 3.4 Esquema general de los cortes.

En la Tabla 3.3 y 3.4 se muestran las alternativas planteadas para los perfiles 1, 2 y 3.

Tabla 3.3 Alternativas para los perfiles 1 y 2

Alternativa	B1 m	B2 m	Pendiente H:V	Altura m	Cota de inicio m.s.n.m.
1	8	5	2:1	10	3037.0
2	10	5	2.5:1*	7	3035.1
3	8	5	2.5:1*	7	3037.0
4	8	6	2:1*	15	3036.0
5	10	6	1.75:1	10	3036.4
6	10.4	6	3:1	12	3034.5

*En la última berma de los terracedos se cambió la pendiente a 2:1

Tabla 3.4 Alternativas para el perfil 3.

Alternativa	B1 m	B2 m	Pendiente H:V	Altura m	Cota de inicio m.s.n.m.
1	8	8	1.25:1	12	2963.5
2	13.4	10	3:1	15	2994.7
3	8	8	2.5:1	10	3003.4
4	8	8	2.5:1	12	2985.5
5	5	5	2:1	12	2986.1
6	5	5	2:1	12	2994.8
7	5	5	2:1	12	2989.2

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.



Para cada alternativa se determinó el factor de seguridad local en el SLOPE/W sin considerar el efecto sísmico y considerándolo mediante la aplicación de un coeficiente pseudoestático horizontal $k_h=0.15$, también se calculó el volumen de material a ser removido en el CivilCad. Los resultados obtenidos en las simulaciones se muestran en la Tabla 3.5 y en el anexo 6.

Tabla 3.5 Factores de seguridad locales obtenidos en las diferentes alternativas.

Alternativa	Volumen *1000m ³	F _s sin coeficiente sísmico		F _s con coeficiente sísmico	
		Perfil 1	Perfil 2	Perfil 1	Perfil 2
1	148.8	1.21	1.19	0.89	0.81
2	187.9	1.32	1.26	0.96	0.85
3	310.9	1.30	1.20	0.95	0.77
4	202.8	1.15	1.14	0.86	0.75
5	171.4	1.16	1.13	0.87	0.75
6	357.5	1.35	1.83	0.98	1.22

Alternativa	Volumen *1000m ³	Perfil 3	
		F _s sin coeficiente sísmico	F _s con coeficiente sísmico
1	212.8	0.97	0.76
2	327.8	1.30	0.98
3	146.4	1.12	0.93
4	442.2	1.32	0.99
5	213.3	1.23	0.97
6	65.2	1.09	0.90
7	131.9	1.23	1.00

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la Tabla 3.5, se observa que el factor de seguridad no depende únicamente del volumen de corte a realizar, sino también de la ubicación del terraceo. Para seleccionar una determinada alternativa se consideró lo siguiente:

- El factor de seguridad estipulado en la normativa del MTOP, que para medidas de mitigación en deslizamientos activos el valor mínimo es de 1.1.
- El volumen de material a cortar no sea excesivo, ya que esto encarece los trabajos de remoción y desalojo.

En base a los criterios mencionados, se observó que la alternativa adecuada es la #2 para los perfiles 1 y 2, mientras que para el perfil 3 se opta por la alternativa #7.

En las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 se muestran las modelaciones de las alternativas adoptadas para cada perfil sin sismo.

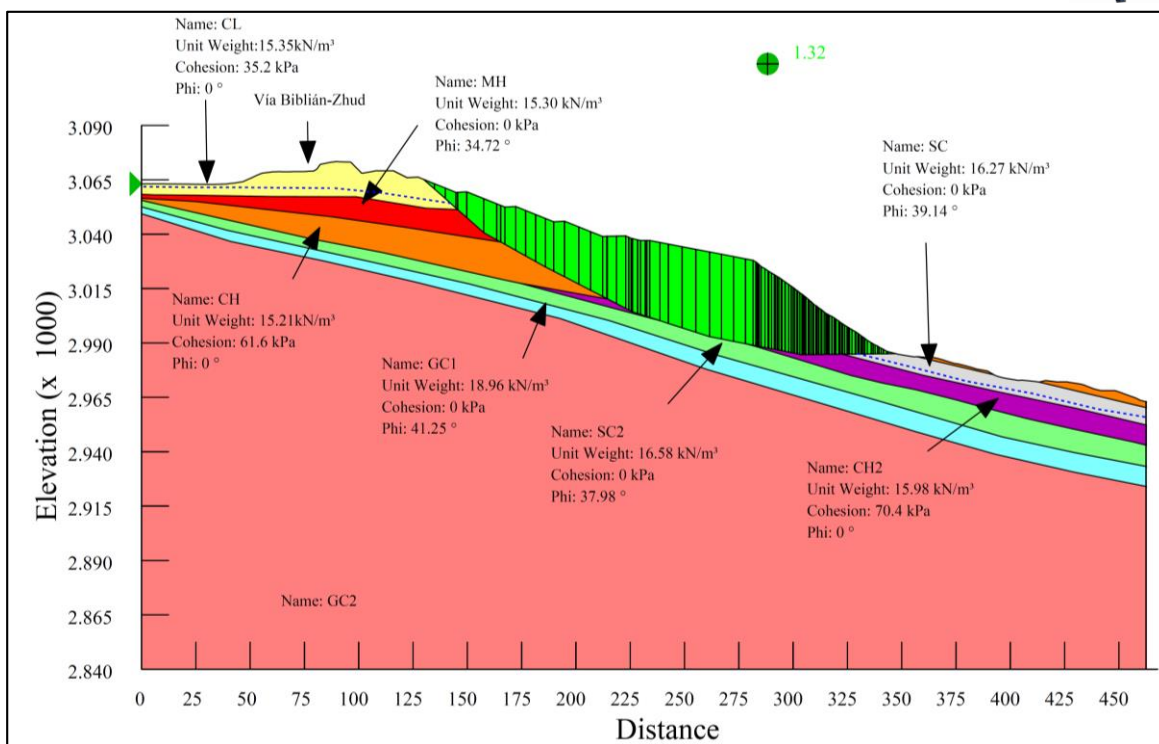


Figura 3.5 Factor de seguridad del perfil 1 sin sismo (alternativa 2).

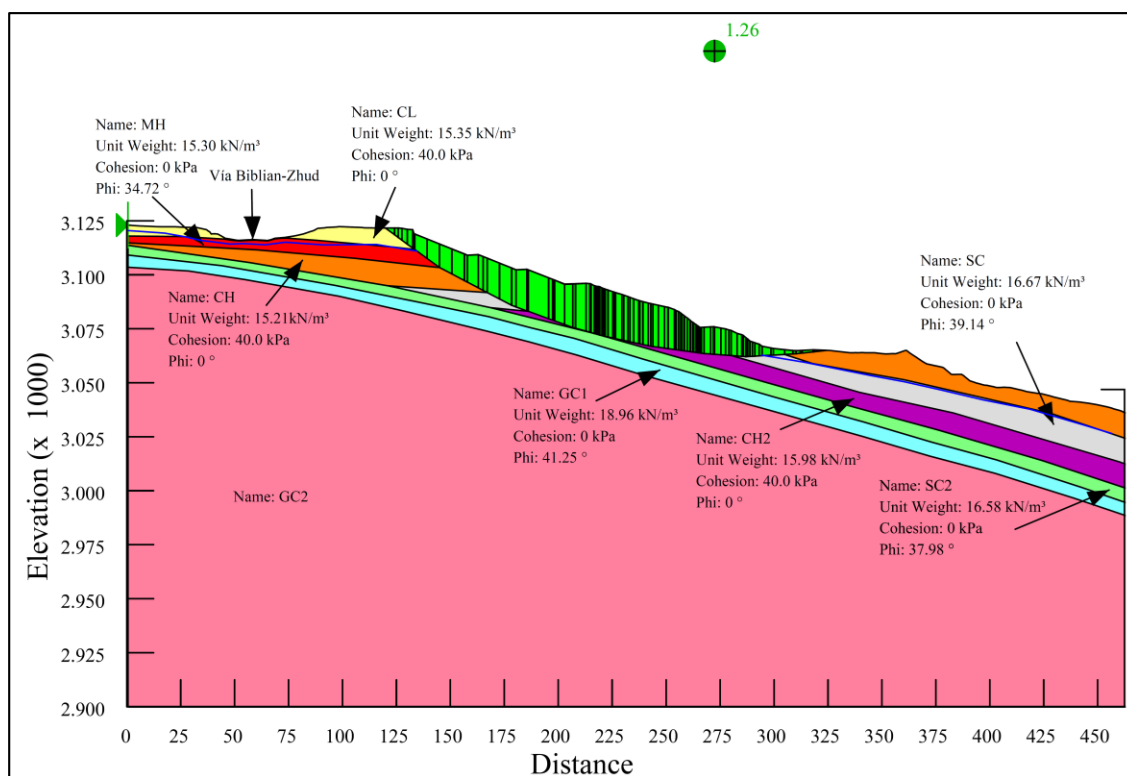


Figura 3.6 Factor de seguridad del perfil 2 sin sismo (alternativa 2).

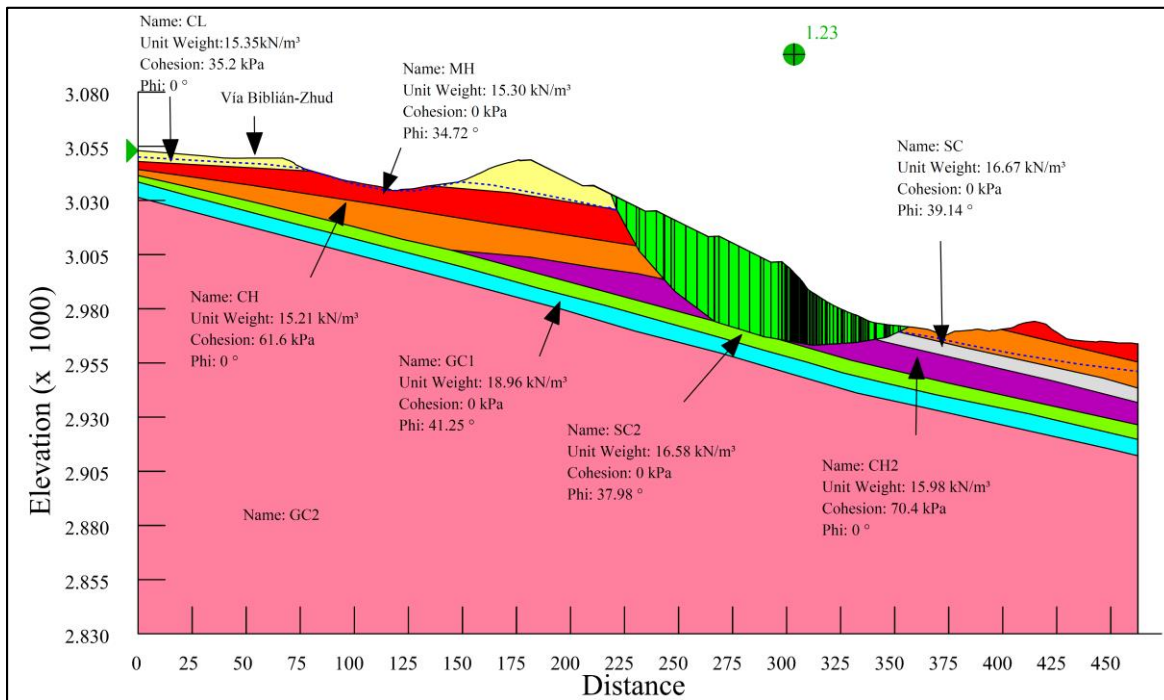


Figura 3.7 Factor de seguridad del perfil 3 sin sismo (alternativa 7).

Luego de determinar las alternativas a ser adoptadas, se calculó la estabilidad global del deslizamiento, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Factores de seguridad globales.

Perfil	FS sin coeficiente sísmico	FS con coeficiente sísmico
1	1.12	0.78
2	1.15	0.69
3	1.10	0.76

3.3.1. Probabilidad de riesgo

Aplicando la ecuación 49, se obtiene que la probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante 25 años consecutivos es de 5.13 %

3.4. Dimensionamiento hidráulico de los elementos de drenaje y subdrenaje.

3.4.1. Precipitación máxima en 24 horas

Después de realizar el análisis estadístico de Gumbel explicado en el capítulo 2, se obtuvieron las precipitaciones máximas en 24h para diferentes periodos de retorno para las estaciones de Cañar, Ingapirca y Suscal, cuyos cálculos se muestran en el anexo 7 y los resultados en la Figura 3.8.

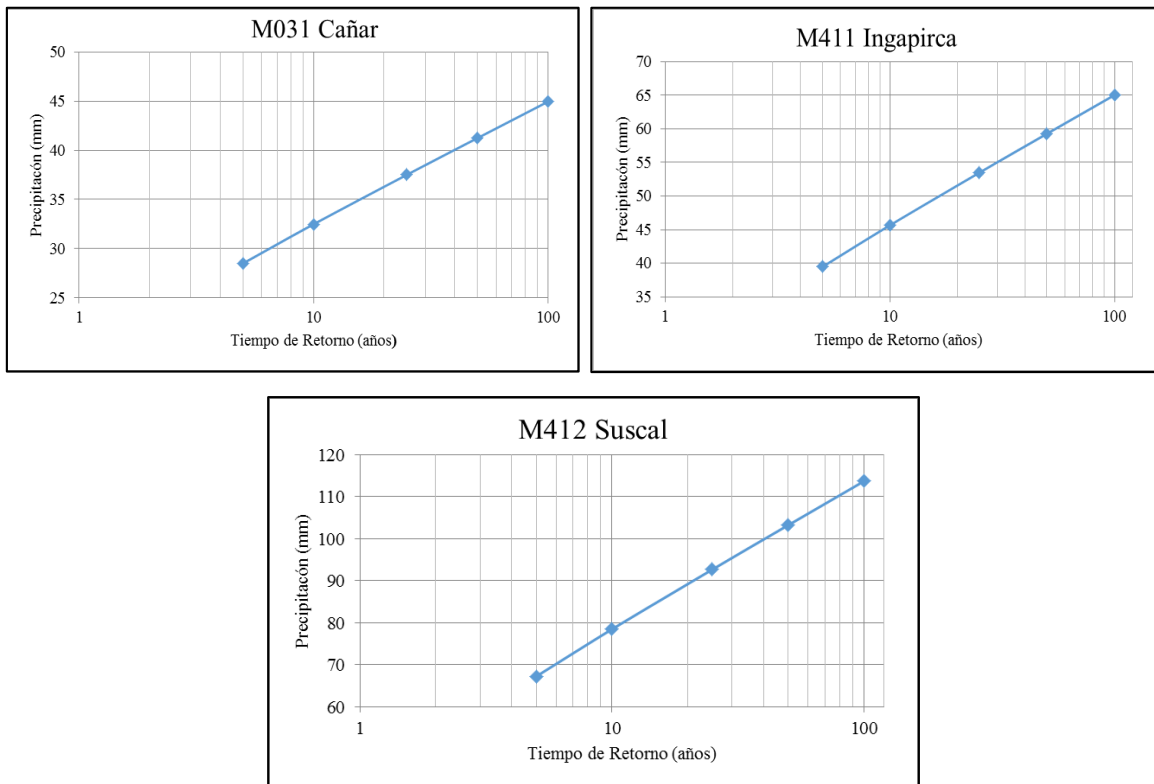


Figura 3.8 Ajuste de Gumbel para precipitaciones máximas en 24 horas.

Para verificar la validez del ajuste de Gumbel se aplicó el Test de Kolmogorov Smirnov, en este caso se aplicó el test para un grado de confianza del 95%. En la Tabla 3.7 se muestran los resultados obtenidos en las tres estaciones.

Tabla 3.7 Análisis de Kolmogorov Smirnov.

Estación	D máximo	Dt
Cañar	0.076	0.215
Ingapirca	0.063	0.269
Suscalpamba	0.064	0.287

Como se observa en la Tabla 3.7 los valores de $D_{\text{máximo}}$ obtenidos para cada estación son menores a los valores de D_t obtenidos de tablas estadísticas (ver anexo 8), por lo tanto los ajustes son adecuados y se puede continuar con el proceso para la obtención de los caudales de diseño.

Una vez analizados los resultados de las tres estaciones se observó que las precipitaciones máximas en 24 horas para el periodo de retorno de 25 años varían desde 37.51mm en la estación de Cañar hasta 92.68mm en la estación de Suscal.

Como se explicó en el capítulo 2 la intensidad de diseño se puede calcular usando las ecuaciones del INAMHI para la zona o mediante las curvas IDF. Para



determinar la intensidad mediante las ecuaciones del INAMHI se usó la precipitación de la estación de Cañar debido a que hay demasiada variación entre las estaciones, siendo esta la que se encuentra más cerca del proyecto y se tiene mayor cantidad de información con un total de 38 años por lo que las proyecciones realizadas tendrán un mejor ajuste a los valores reales. Mientras que la precipitación máxima en 24 horas obtenida de las curvas IDF de la estación de Ortigas es de 115.5 mm para el período de retorno de 25 años.

3.4.2. Intensidad Máxima en 24 horas

Con la precipitación de Cañar obtenida mediante la distribución de Gumbel, se determinó una intensidad media diaria de 1.56mm/h. Con este valor se calculó la intensidad máxima aplicando la ecuación 17 para un tiempo de concentración de 5 minutos, dando como resultado 93.42mm/h. Mientras que de las curvas IDF de Ortigas se obtuvo una intensidad de 65.42mm/h para el mismo tiempo de concentración y período de retorno.

Debido a que la intensidad influye en gran medida en el cálculo de los caudales de diseño, se debe tomar el valor que se ajuste mejor a las características meteorológicas de la zona, con el objetivo de diseñar las obras de drenaje que cumplan con los requerimientos hidráulicos de capacidad y servicio a lo largo de su vida útil. Por lo tanto, el diseño de estas obras se realizó con el valor más conservador, que fue el obtenido con la ecuación del INAMHI, con lo cual se obtendrán diseños conservadores. Además, de este valor se tiene mayor confianza ya que se calculó con información recopilada de 38 años y debido a la ubicación de la estación se estima que el comportamiento espacio temporal de la precipitación es más parecido a la zona de El Tambo, en cambio las curvas IDF se construyeron con información pluviográfica de 9 años.

3.4.3. Caudales de diseño

De acuerdo a los parámetros explicados en el capítulo 2, los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional Americano para los 4 canales de encauzamiento ubicados en la zona 1 se presentan en la Tabla 3.8. Los canales se subdividen en tramos dependiendo de la pendiente que poseen. El esquema y ubicación de los diferentes elementos que conforman la red de drenaje se indican en el anexo 1.

En la zona 2 después de establecer la geometría de las terrazas, se determinó el caudal de diseño de las cunetas y subdrenes. Solo se requirió del diseño de una cuneta de coronación en el terrazo 2, en los otros terrazos debido a la pendiente del terreno no fue necesaria la construcción de ésta estructura. En tanto que en la zona 3 se construyeron 6 canales colectores, cuyas longitudes oscilan entre los 110m y 150m.



Tabla 3.8 Caudales de los Canales de encauzamiento zona 1.

Sector	Estructura de Drenaje	IdTr Tr= 25 años	Abscisa de descarga	Longitud m	Área ha	t min	I mm/h	C	Q m³/s
Tramo 1	C1	1.56	Alcantarilla 1	202.27	7.66	5	93.42	0.47	0.93
Rápida 1		1.56		505.58	13.70	5	93.42	0.47	1.67
Tramo 1	C2	1.56	Alcantarilla 2	363.57	4.58	5	93.42	0.50	0.59
Rápida 2		1.56		108.17	9.50	5	93.42	0.50	1.23
Tramo 1	C3	1.56	Alcantarilla 3	85.45	4.14	5	93.42	0.50	0.53
Tramo 2		1.56		540.97	16.40	5	93.42	0.50	2.12
Rápida 3		1.56		55.18	17.87	5	93.42	0.50	2.31
Tramo 1	C4	1.56	Cauce Natural	369.90	1.91	5	93.42	0.55	0.27
Tramo 2		1.56		80.09	6.45	5	93.42	0.55	0.92

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

En la Tabla 3.9 se presentan los caudales obtenidos para los canales colectores.

Tabla 3.9 Caudales de los canales colectores zona 2 y 3

Sector	Estructura de Drenaje	IdTr Tr= 25 años	Longitud m	Área ha	t min	I mm/h	C	Q m³/s
T2	CC	1.56	352.61	0.73	5	93.42	0.55	0.11
T1	C5	1.56	67.42	0.23	5	93.42	0.50	0.03
T2	C6	1.56	287	2.49	5	93.42	0.50	0.32
T2	C7	1.56	291.2	0.7	5	93.42	0.50	0.09
T2	C8	1.56	295.5	0.72	5	93.42	0.50	0.09
T2	C9	1.56	299.8	0.85	5	93.42	0.50	0.11
T2	C10	1.56	128.7	1.68	5	93.42	0.60	0.26
T2	C11	1.56	152.82	1.61	5	93.42	0.50	0.21
T2	C12	1.56	132.27	1.22	5	93.42	0.55	0.18
T2	C13	1.56	157.95	1.25	5	93.42	0.55	0.17
T3	C14	1.56	112.1	0.4	5	93.42	0.50	0.05
T3	C15	1.56	118.95	0.39	5	93.42	0.50	0.05
T3	C16	1.56	125.81	0.43	5	93.42	0.50	0.06
T3	C17	1.56	132.66	0.45	5	93.42	0.50	0.06
T3	C18	1.56	125.17	1.04	5	93.42	0.55	0.15
T3	C19	1.56	130.97	1.67	5	93.42	0.55	0.24

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

CC= Cuneta de coronación

C = Canal colector

T = Terraceo

3.4.4. Cunetas de Coronación

De acuerdo al caudal obtenido en el inciso anterior y a las consideraciones de diseño mencionadas en el capítulo 2, las dimensiones finales de la cuneta de coronación ubicada en la parte superior del terraceo 2 se indican en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Dimensión de la cuneta de coronación

Descripción	Símbolo	Unidad	Terraceo 2
Caudal de Diseño:	Q	m ³	0.1
Pendiente Longitudinal:	S ₀	%	1.5
Longitud Total:	L	m	352.61
Base:	B	m	0.6
Altura:	H	m	0.4
Pendiente paredes:	(V:H)		1.5

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

La Figura 3.9 muestra la geometría de la sección de la cuneta de coronación, la cual debe ser colocada a una distancia mínima de 5m desde el inicio del terraseo. Se utilizó como material de recubrimiento sacos rellenos de material orgánico vegetal con el objetivo de que sea flexible, además se utiliza geotextil y en la base del canal geomembrana.

El cálculo para su dimensionamiento se muestra en el anexo 9 y su trazado en el anexo 1.

3.4.5. Canales Colectores

El objetivo de los canales colectores es el de interceptar el agua proveniente de los canales construidos por los moradores y conducirla hasta un lugar seguro. Las dimensiones de la estructuras se presentan en la Tabla 3.11 y 3.12 y los cálculos hidráulicos en el anexo 9. La pendiente de las paredes de todos los canales es de 1.5 (V:H).

En la Figura 3.9 se muestra un esquema de la geometría de los canales y su trazado se presenta en el anexo 1.

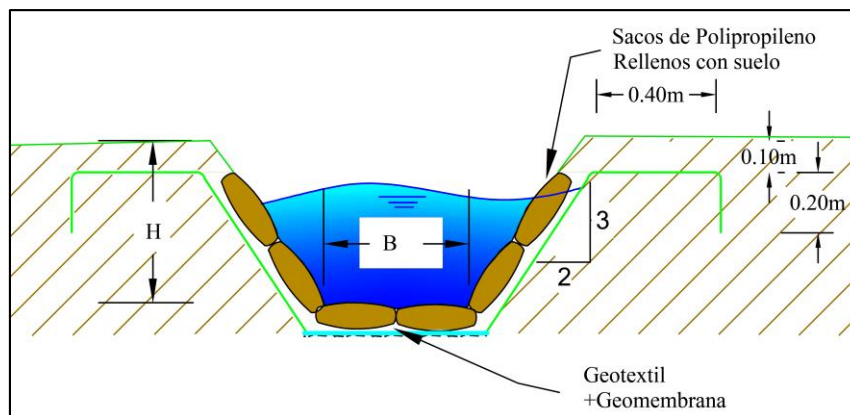


Figura 3.9 Esquema cuneta de coronación y canales colectores

Nota: La cuneta de coronación y los canales colectores han sido diseñados para trabajar independientemente de los subdrenes colocados debajo, por tal motivo la geomembrana irá ubicada únicamente en la base de los canales para evitar la infiltración hacia el subdren.



Tabla 3.11 Dimensiones de los canales localizados en la zona 1

Sector	Estructura de Drenaje	Q m³/s	S0 (%) m/m	Base (B) m	Altura (H) m
Tramo 1	C1	0.93	1.26	0.6	0.75
Tramo 1	C2	0.59	5.20	0.5	0.6
Tramo 1	C3	0.54	1.67	0.6	0.5
Tramo 2	C3	2.13	0.95	1.0	1.0
Tramo 1	C4	0.27	1.51	0.4	0.5
Tramo 2	C4	0.92	9.61	0.4	0.5

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

Tabla 3.12 Dimensiones de los canales localizados en la zona 2 y 3

Sector	Estructura de Drenaje	Q m³/s	S0 %	Base (B) m	Altura (H) m
T1	C5	0.03	2.0	0.30	0.30
T2	C6	0.32	2.0	0.40	0.45
T2	C7	0.09	2.0	0.30	0.35
T2	C8	0.09	2.0	0.30	0.35
T2	C9	0.11	2.0	0.30	0.35
T2	C10	0.26	4.7	0.40	0.35
T2	C11	0.21	0.8	0.40	0.50
T2	C12	0.17	2.5	0.40	0.35
T2	C13	0.18	2.4	0.40	0.40
T3	C14	0.05	2.0	0.30	0.30
T3	C15	0.05	2.0	0.30	0.30
T3	C16	0.06	2.0	0.30	0.30
T3	C17	0.06	2.0	0.30	0.30
T3	C18	0.15	2.8	0.40	0.35
T3	C19	0.24	3.0	0.40	0.40

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

3.4.6. Subdrenes

Se diseñaron un total de 20 subdrenes en toda el área de estudio, de los cuales 4 corresponden a los canales de encauzamiento de la zona 1, 9 serán colocados en los terraceos (1 por cada terraza), 1 bajo la cuneta de coronación y 6 fueron ubicados en los canales de la zona 3. La pendiente longitudinal considerada para el diseño de todos los subdrenes es del 2%. Las dimensiones finales se presentan en la Tabla 3.13 y el dimensionamiento hidráulico en el anexo 9.



Tabla 3.13 Dimensiones de los subdrenes

Sector	Estructura de Drenaje	L (m)	Profundidad (P)	Q sd (cm ³ /s)	b zanja m	Ø tubería mm
			cm			
C1	S1	707.85	300	3.06E+04	0.6	200
C2	S2	471.74	300	1.49E+04	0.6	200
C3	S3	626.42	300	3.26E+04	1.0	200
C4	S4	369.91	300	2.17E+04	0.6	200
CC	S	352.51	250	1.03E+04	0.6	110
C5	S5	67.42	200	4.37E+04	0.6	200
C6	S6	287.00	200	9.33E+03	0.6	110
C7	S7	291.20	200	9.47E+03	0.6	110
C8	S8	295.50	200	9.61E+03	0.6	110
C9	S9	299.80	200	9.75E+03	0.6	110
C10	S10	128.70	200	4.48E+03	0.6	110
C11	S11	152.82	200	7.95E+03	0.6	110
C12	S12	132.27	200	3.95E+03	0.6	110
C13	S13	157.95	200	7.21E+03	0.6	110
C14	S14	112.10	200	3.64E+03	0.6	110
C15	S15	118.95	200	3.87E+03	0.6	110
C16	S16	125.81	200	4.09E+03	0.6	110
C17	S17	132.66	200	4.31E+03	0.6	110
C18	S18	125.72	200	3.68E+03	0.6	110
C19	S19	130.97	200	3.83E+03	0.6	110

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

La geometría de los canales colectores junto con los subdrenes se presenta en la Figura 3.10. Como se puede observar el subdren consta de geotextil, tubo colector y el material filtro, el cual se determinó en función de la granulometría del suelo, los cálculos y las características del material filtro y del suelo se muestran en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 Características del material filtro

Descripción	Simbología	Unidad	Valor
Características del Filtro	D ₁₅	mm	1.00
	D ₅₀	mm	1.20
	D ₈₅	mm	2.50
Características del Suelo (CL)	D ₁₅	mm	0.03
	D ₅₀	mm	0.05
	D ₈₅	mm	0.25
Comprobación de Relaciones	4 - 9	D ₁₅ F/D ₈₅ S	4.00
	4 - 40	D ₁₅ F/D ₁₅ S	33.30
	> 20	D ₅₀ F/D ₅₀ S	24.00
Geotextil	O ₉₅	mm	1.25
	k	cm/s	8.30E-05

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

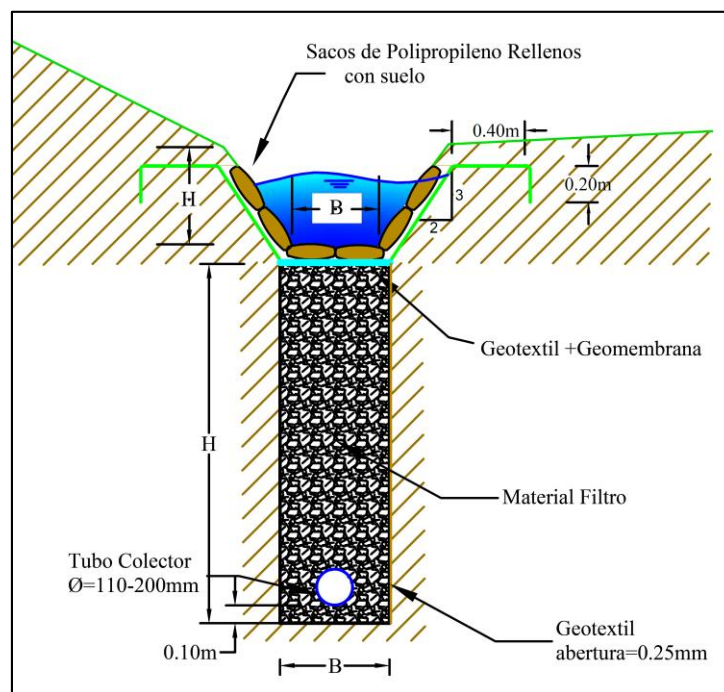


Figura 3.10 Esquema de los subdrenes

3.4.7. Rápidas

Las rápidas fueron diseñadas con rugosidad artificial tipo A y C. Estas obras captan el agua proveniente de los canales colectores y desaguan en los cauces naturales. En total se requirió el diseño de 10 rápidas, cuyas dimensiones finales se presentan en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Dimensiones de las Rápidas

Estructura de Drenaje	Q m³/s	L M	Pendiente S ₀ %	Ancho b(m)	Altura H(m)	Rugosidad σ(m)	Velocidad V (m/s)	Tipo de Rugosidad
R1	1.67	205.20	23.20	0.60	0.70	0.03	4.50	C
R2	1.23	70.80	14.60	0.60	0.60	0.02	4.09	C
R3	2.32	115.10	14.40	1.00	0.60	0.02	4.50	C
R4	0.62	153.53	34.37	0.60	0.50	0.02	2.80	A
R5	0.83	96.58	47.96	0.60	0.50	0.02	3.73	A
R6	1.09	125.91	20.00	0.60	0.50	0.02	4.50	C
R7	0.35	138.64	22.80	0.40	0.40	0.01	3.54	C
R8	0.22	147.54	71.23	0.30	0.40	0.01	3.44	A
R9	0.36	127.51	17.04	0.40	0.50	0.02	4.17	A
R10	0.60	13.56	72.68	0.40	0.50	0.02	3.63	A

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.

En la Figura 3.11 se muestra un esquema de las rápidas empleadas, cuyo trazado se presenta en el anexo 1 y los cálculos hidráulicos en el anexo 9.

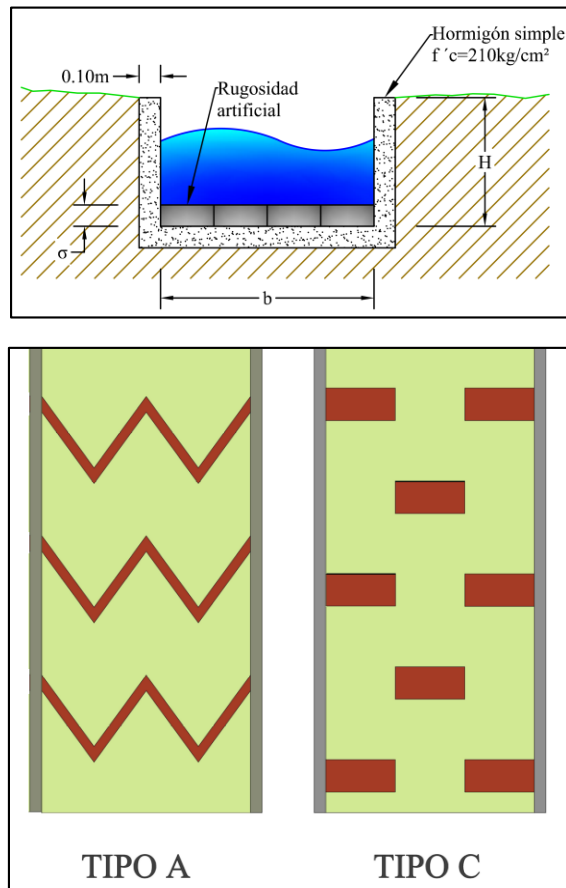


Figura 3.11 Esquema de las rápidas con rugosidad tipo A y C.

3.4.8. Alcantarillas

Los canales de encauzamiento ubicados en la zona 1 descargan el agua en las alcantarillas 1, 2 y 3 (ver anexo 1) ubicadas en la vía Biblián-Zhud, el dimensionamiento de estas estructuras se presenta en la Tabla 3.16. Como velocidad de diseño se tomó 2m/s, para evitar sedimentación y socavación.

Tabla 3.16 Dimensiones de las Alcantarillas

Estructura	Q m�/s	V m/s	D Asumido m
Alcantarilla 1	1.671	2	1.20
Alcantarilla 2	1.232	2	1.20
Alcantarilla 3	2.319	2	1.20

Elaboración: Gloria Corte y Byron Puin.



3.5. Análisis de resultados

El macro deslizamiento está constituido por materiales arcillosos de alta plasticidad como se puede observar en la tabla 2.3, esta característica causa la reducción del esfuerzo cortante debido a la infiltración del agua. Las precipitaciones de la zona no son el principal agente desestabilizante, ya que estas se caracterizan por ser intensas y de corta duración lo que genera mayor cantidad de escorrentía superficial, pero el problema se produce debido a los canales de riego, humedales y reservorios donde el agua queda estancada y con el pasar del tiempo inevitablemente infiltra hacia los estratos inferiores. Esto produce pérdida de cohesión entre las partículas y consecuentemente disminución de la resistencia. Por este motivo se decidió diseñar el sistema de drenaje en toda el área de estudio para el control del agua.

Del análisis realizado y de inspecciones de campo, se determinó que toda la zona ha fallado obteniéndose factores de seguridad menores a la unidad. Por lo que la mejor opción para estabilizar este deslizamiento es la remoción de la masa deslizante. Pero debido a la extensión del sitio, una solución permanente ($F_s > 1.5$) requiere de un gran movimiento de tierra, lo cual incrementa proporcionalmente los costos y no es económicamente viable. Es por ello que se optó por mitigar los efectos del deslizamiento sobre la vía tomando como factor de seguridad mínimo de 1.1 establecido por el MTOP, ya que las zonas de influencia directa del macro deslizamiento no se encuentran densamente pobladas y en su mayoría está constituido por asentamientos dispersos.

Con las medidas adoptadas se obtuvieron factores de seguridad en condiciones estáticas superiores a 1.1 lo cual implica que son estables. Pero al aplicar el coeficiente sísmico los factores fueron menores a la unidad, por lo tanto son inestables, cabe mencionar que la probabilidad de que ocurra el sismo de diseño una vez durante el periodo de diseño (25 años) de las obras es de apenas el 5%.

En los terraceos 1 y 3 no fue necesario el diseño de cunetas de coronación debido a la topografía del lugar, ya que en el primer caso existe un pequeño cauce natural, el cual deberá ser reconformado para mejorar su capacidad de transporte. En el caso del terraceo 3 no se requiere la cuneta porque la topografía conduce naturalmente el agua hacia el cauce donde desemboca la alcantarilla 3.

Los canales de la zona 1 fueron colocados estratégicamente de tal manera que se logre captar el agua que escurre superficial y subsuperficialmente. Además, sirven como un canal colector de la red existente, garantizando de esta manera la evacuación segura del agua hacia los cauces naturales. Al igual que los canales de la zona 1, los de la zona 2 cumplen las mismas funciones. Los canales con subdrenes colocados en las plataformas evitan que el agua infiltre o erosione los taludes, de manera que su estabilidad no sea afectada a lo largo del tiempo y los



de la zona 3 cumplen con la función de drenar los humedales formados debido a la topografía plana de esta zona.

Las rápidas funcionan como estructuras de descarga del agua captada por los canales con subdrenes, fueron diseñados con rugosidad artificial debido a las velocidades excesivas producidas por las altas pendientes del terreno donde están ubicadas.



CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- Del análisis de estabilidad realizado se encontró un factor de seguridad a nivel local mayor a 1.2 y a nivel global mayor 1.1 como lo establece la normativa en la Tabla 2.11, sin aplicar el coeficiente sísmico y con su aplicación el factor de seguridad se redujo a nivel local a 0.85 y a nivel global a 0.69. Por lo tanto se concluye que las medidas de conformación de taludes e hidráulicas ayudarán a mitigar los efectos del deslizamiento, debido a que una solución que garantice la estabilidad y seguridad requiere de un gran movimiento de tierras. La probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño es de apenas el 5% para un período de 25 años.
- La intensidad de diseño de la lluvia calculada a partir de las ecuaciones de intensidad del INAMHI para la estación de Cañar es de 93.42 mm/h con un tiempo de concentración de 5 minutos y periodo de retorno de 25 años. Los caudales determinados para el diseño del sistema de drenaje se calcularon mediante el Método Racional Americano, los que proporcionan caudales punta conservadores para el diseño.
- Los canales y la cuneta de coronación fueron dimensionados a partir de la ecuación de Manning, con sección trapezoidal. El recubrimiento utilizado es de sacos de polipropileno rellenos de suelo, geomembrana y geotextil. Se usó este tipo de recubrimiento debido a que es flexible y permite reacomodarse ante los movimientos del terreno. La rugosidad utilizada es de 0.04 y las dimensiones mínimas de los canales son de 0.3m x 0.3m y para la cuneta de coronación es de 0.6m x 0.4m (base x profundidad) por razones constructivas.
- Los subdrenes poseen un ancho mínimo de 0.6m, en la cuneta de coronación se determinó su profundidad de acuerdo al nivel freático resultando de 2.5 m y tubo colector de 110mm de diámetro, en la zona 1 se adoptó una profundidad de 3.0m con un tubo colector de 200mm y en la zona 2 y 3 la profundidad es de 2.0 m con tubos colectores de 110mm. El material filtro se determinó en base a la granulometría del suelo, dando como resultado un diámetro (D_{85}) de 2.5 mm.
- Las rápidas fueron diseñadas con rugosidad artificial y sección rectangular mínima de 0.3 m x 0.4 m. En las rápidas de la zona 1 se determinó rugosidad tipo C, mientras que en la zona 2 y 3 se determinó la tipo A y C. La velocidad máxima permisible considerada es de 4.5m/s para canales de hormigón.
- Las alcantarillas de la vía tendrán un diámetro mínimo recomendado por el MTOP de 1200mm calculada para una velocidad de 2m/s, todos los



caudales esperados en estos puntos cumplen con los requerimientos y criterios de diseño.

- En el diseño final los taludes conformados tienen una pendiente de 2.5:1 con altura de 7m para los perfiles 1 y 2, mientras que para el perfil 3 tienen una pendiente de 2:1 con altura de 12m. El sistema de drenaje está compuesto por 4 canales en el margen derecho de la vía y 15 canales en el margen izquierdo, todos estos con subdrenes longitudinales los cuales conducen el agua hasta 10 rápidas, de las cuales 3 desembocan en alcantarillas y las 7 restantes en cauces naturales.
- El coeficiente seudoestático horizontal aplicado para el cálculo de la estabilidad de los taludes es $k_h = 0.15$ correspondiente al 50% de la aceleración máxima en roca (PGA) esperada para la zona de El Tambo.

RECOMENDACIONES:

Se debe realizar un mantenimiento anual de los canales antes de los meses de invierno, para evitar que el área hidráulica disminuya por obstrucciones. Al realizar el mantenimiento se garantizara que las obras trabajen bajo las condiciones con las que fueron diseñadas.

La siembra de plantas nativas en los taludes ayuda a la estabilidad en los siguientes aspectos:

- Intercepta la lluvia, reduciendo de esta manera la energía con la que entra en contacto con el suelo evitando la erosión de los taludes.
- Aumento del coeficiente de rugosidad de la superficie, lo que a su vez disminuye la velocidad del agua.
- Ayuda en la regulación de la humedad, ya que disminuye la velocidad de saturación de suelo y con esto la aparición de la escorrentía.

Para la protección superficial se puede plantar pasto (quicuyo), mientras que para que el suelo gane consistencia por el entramado de las raíces se requiere de especies arbustivas como la acacia y el romerillo.

Debido a la necesidad de abastecer de agua a los cultivos y animales del sector no se pueden eliminar los canales de riego ni los reservorios, por lo que se debe realizar un plan para el control y manejo del agua considerando las necesidades de los habitantes y la estabilidad del sitio. Además, se deben impermeabilizar los reservorios y canales, para evitar la infiltración y mejorar sus usos.

Ampliar el registro de información instantánea de la estación pluviográfica de Ortigas, con el fin de actualizar las curvas IDF y obtener un comportamiento temporal de la precipitación que se ajuste de mejor manera a El Tambo. Medir los



niveles freáticos que se presentan en la zona en diferentes épocas del año, para verificar la eficiencia de los subdrenes diseñados.

Realizar un análisis tenso – deformacional en las condiciones actuales y contrastar con un análisis aplicando las medidas de estabilidad adoptadas en este trabajo, para determinar el porcentaje en el cual se han disminuido los esfuerzos producidos en el cuerpo del deslizamiento y en la superficie de falla.



CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA

- Armas Novoa, R., & Horta Mestas, E. (2010). *Presas de Tierra. Capítulo 5: Estabilidad de taludes en presas de tierra*. (p. 453). La Habana - Cuba: ISPJAE.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, (5), 7–17.
- Chow, V. Te, & Saldarriaga, J. G. (1994). *Hidráulica de canales abiertos* (p. 664). Santafé de Bogotá, Col.: McGraw Hill.
- Consulproy-Consulnac-Consultoracav. (2014). *Informe geológico de la carretera Zhud-Biblian vía circunvalacion El Tambo-tramo sector el Cachi* (p. 24). Cuenca.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application de regles de maximus et minimis a quelques problemes de statique, relatifs a Varchitecture. *Memoires de Mathematique et de Physique, Presentes, a TAcademie Royale Des Sciences, Par Divers Savans, et Lus Dans Ses Assemblies, Paris, France*, 7, 332–343.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 608). México D.F.: International Thomson.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen* (p. 40). Berlín: W. Ernst & Sohn.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(4), 1–9. http://doi.org/10.3208/sandf.36.4_1
- James O. Buckalew, Maurice James P.E, Lisa Scott, P. R. (1998). *Water Resources Assessment of Ecuador* (p. 83). Ecuador.
- Janbu, N. (1968). Slope stability computations. *Institutt for Geotknikk Og Fundamenteringslære, Norges Tekniske Høgskole. Soils Mechanics & Foundation Engineering, the Technical University of Norway*.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1999). *Mecánica de suelos. Tomo 2* (p. 629). México D.F.: Limusa.
- Kirpich, Z. P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Engineering*, 10(6), 362.

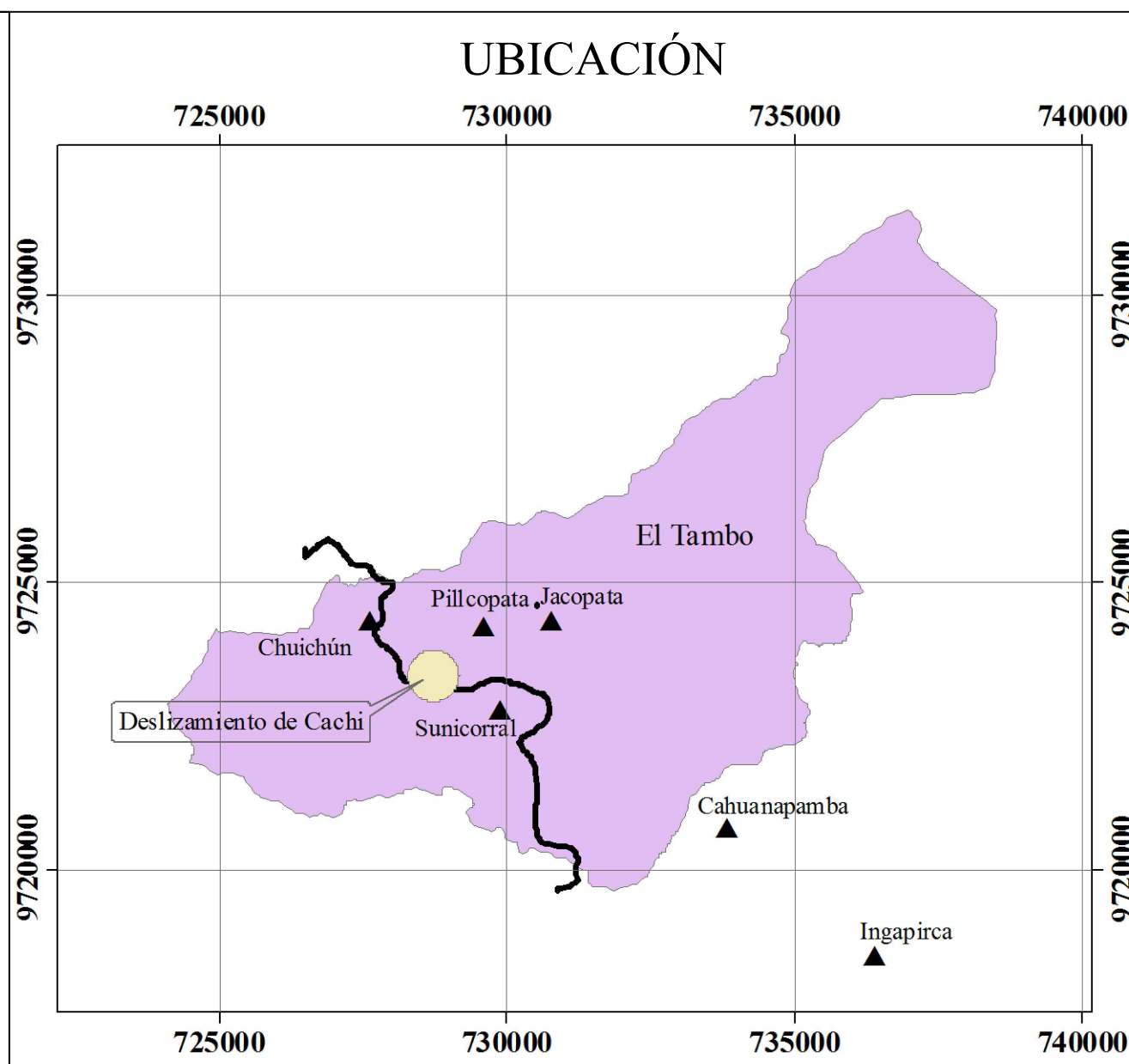
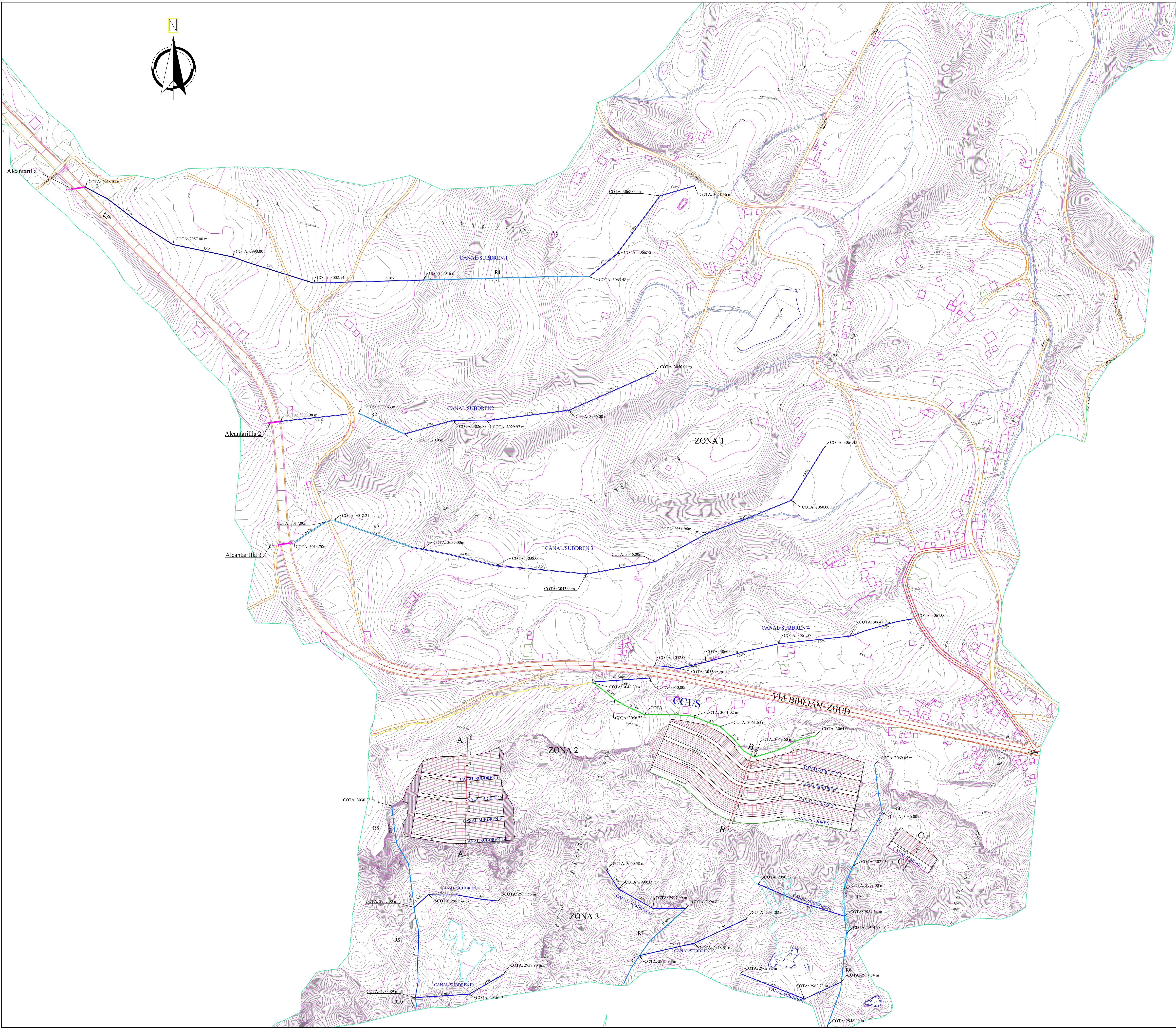
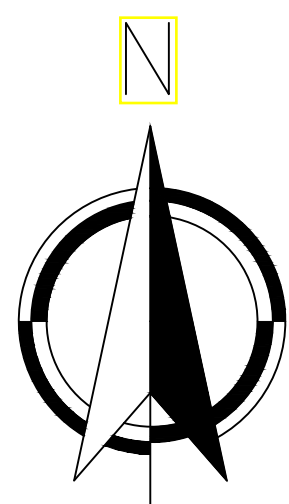


- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373–377.
- Lowe, J., & Karafiath, L. (1960). Stability of earth dams upon drawdown. In *Proceedings of the first Panamerican Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 552, p. pp 537–552). Mexico D.F.: Mexican Society of Soil Mechanics.
- Mohr, O. (1900). Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. *Zeitschrift Des Vereins Deutscher Ingenieure*, 46(1524-1530), 1572–1577.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79–93.
- MTOP. Normas para estudios y diseño vial (2012). Ecuador.
- NEC. Peligro Sísmico - Diseño Sismoresistente. (2014). Ecuador.
- Sarma, S. K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. *Geotechnique*, 23(3), 423–433.
- Sasaki, Y., Koga, Y., & Taniguchi, E. (1984). Earthquake Resistant Design of Earth structures", Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11–26.
- Stroud, M. A. (1974). The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. In *Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden* (Vol. 2, pp. 367–375).
- U.S. Army Corps of Engineers. (1970). Stability of Earth and Rock-Fill Dams. Vicksburg, MS: EM 1110-2-1902. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Universidad Politécnica Salesiana. (2010). *Prácticas agropecuarias y su repercusión en la salud de las familias de Cañar y El Tambo*. Universidad Politécnica Salesiana.



CAPÍTULO 6. ANEXOS

Anexo 1. Planos de diseño



SIMBOLOGIA	
	EJE VIA
	CURVAS DE NIVEL
	VIA EXISTENTE
	CAMINOS Y VIAS EXISTENTES
	ZONAS HEDIDAS
	CUNETA DE CORONACIÓN
	ALCANTARILLAS
	RAPIDAS
	CANAL SUBDREN
	ESTRUCTURAS
	CAUCE NATURAL

DETALLE SISTEMA DE DRENAJE					
ABSCISA	LONGITUD [m]	NORTE [m]	ESTE [m]	ELEVACION [m]	
0+000.00	207.37	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 1
0+207.37	0	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+407.47	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+607.57	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+807.67	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 2
0+1007.77	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+1207.87	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+1407.97	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+1608.07	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 3
0+1808.17	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+2008.27	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+2208.37	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+2408.47	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 4
0+2608.57	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+2808.67	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+3008.77	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+3208.87	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CUNETA DE CORONACIÓN 1
0+3408.97	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+3609.07	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+3809.17	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+4009.27	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 5
0+4209.37	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+4409.47	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+4609.57	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+4809.67	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 6
0+5009.77	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+5209.87	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+5409.97	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+5610.07	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 7
0+5810.17	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+6010.27	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+6210.37	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+6410.47	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 8
0+6610.57	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+6810.67	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+7010.77	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+7210.87	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 9
0+7410.97	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+7611.07	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+7811.17	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+8011.27	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	CANAL SUBDREN 10
0+8211.37	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+8411.47	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	
0+8611.57	200.10	9733849.99	728607.93	3071.46	



UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



TRABAJO DE TITULACIÓN:
"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI
EN LA VÍA BIBLIAN ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000"

CONTENIDO:
IMPLANTACIÓN DE LAS MEDIDAS DE MITIGACIÓN
MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:
Ing. Cristian Coello Msc.

ARCHIVO:
Sitio Inestable Cachi. dwg

FECHA:
Febrero del 2016

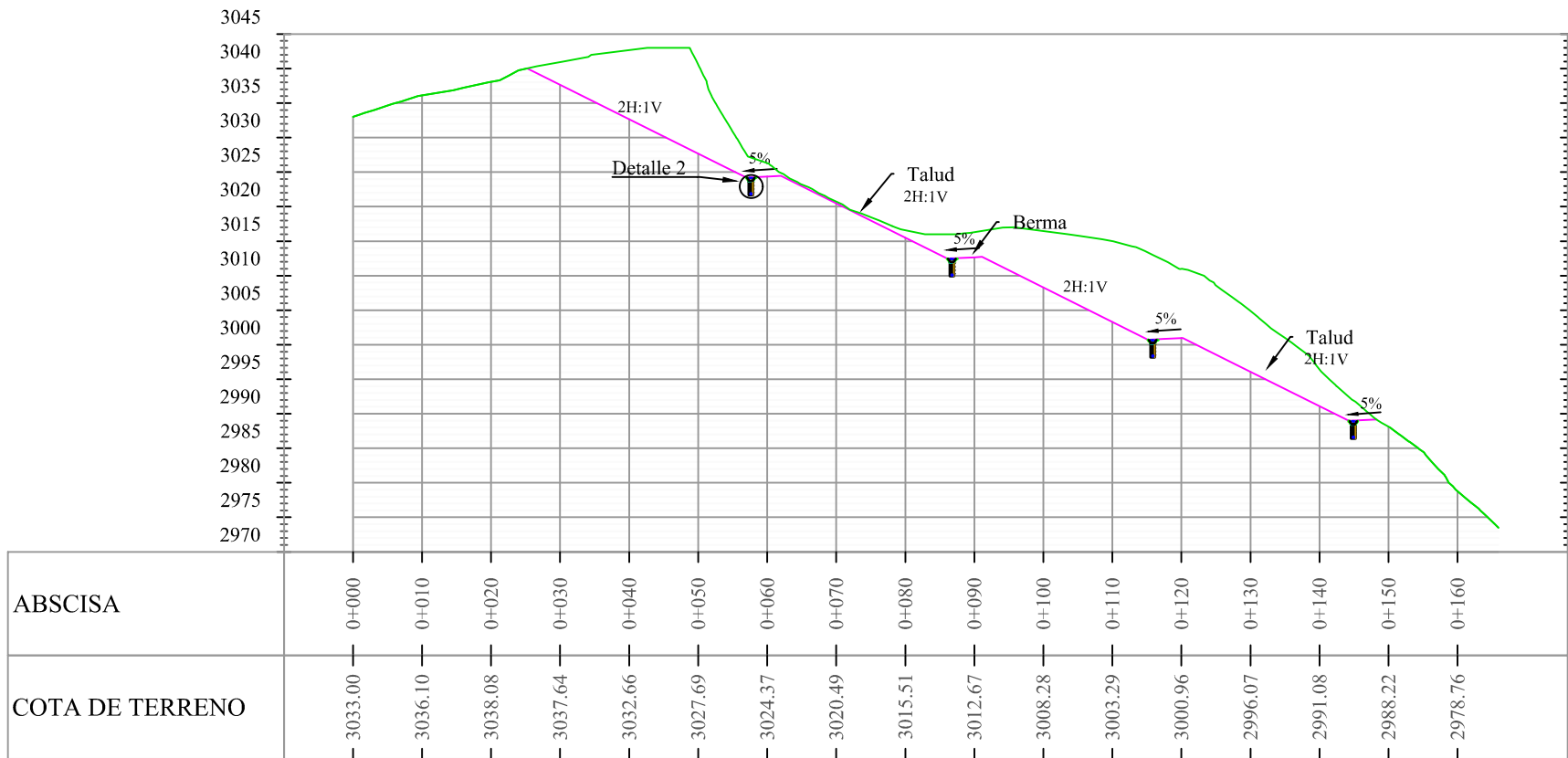
DIBUJO:
Gloria Corte, Byron Pain

ESCALA:
1:1750

PLANO:
1/3

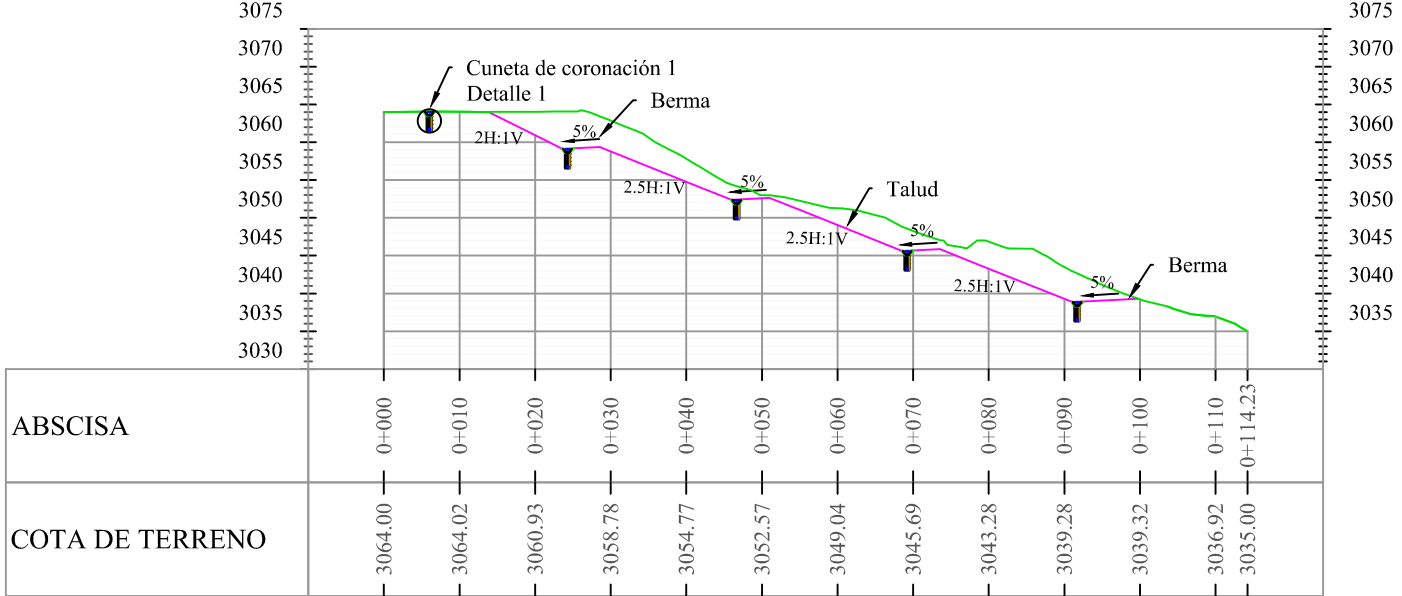
Corte A-A

Esc 1:100

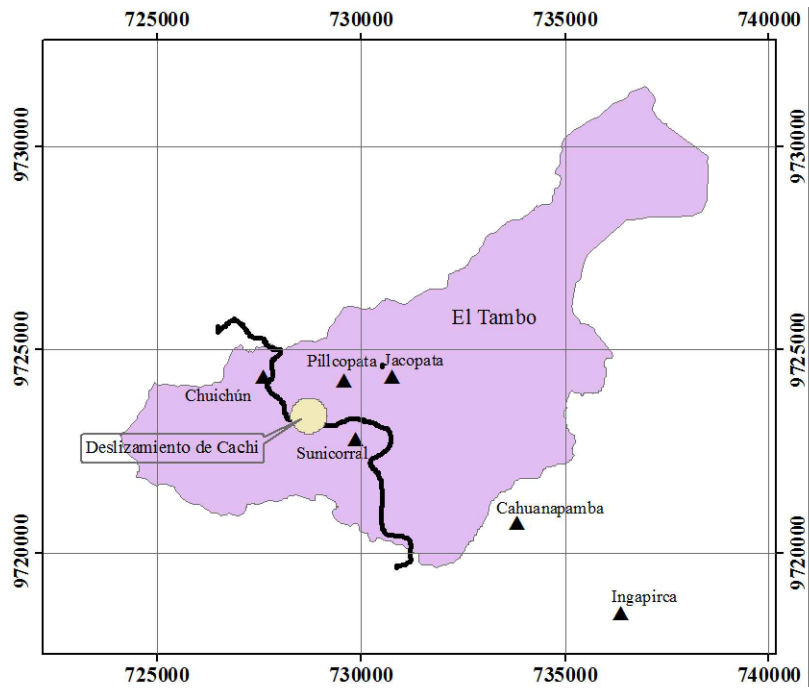


Corte B-B

Esc 1:100

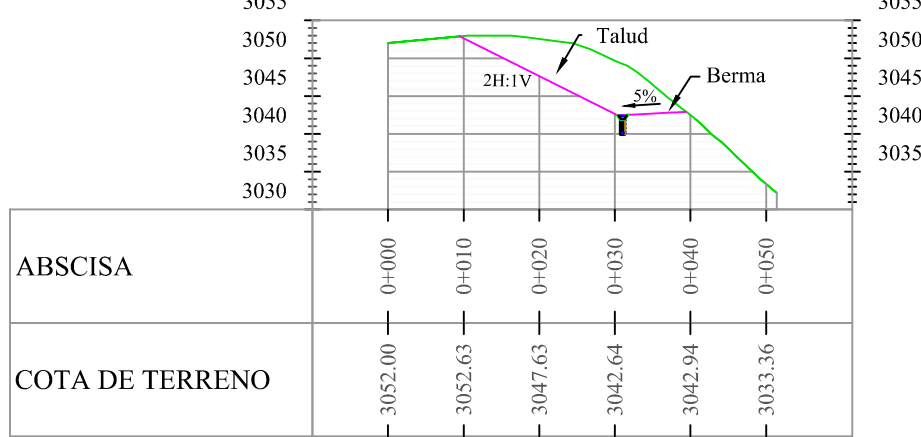


UBICACIÓN



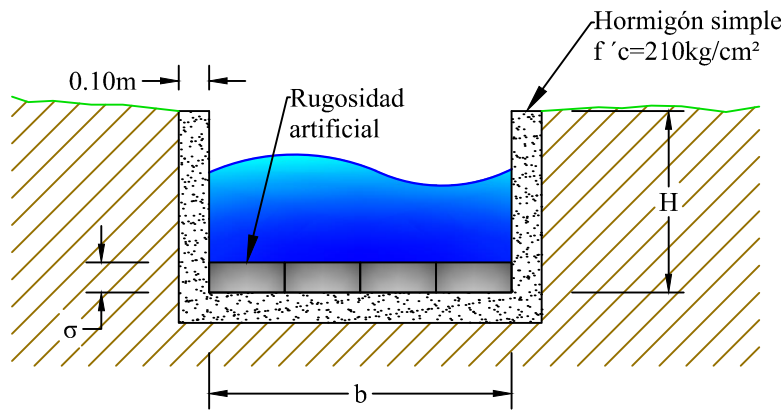
Corte C-C

Esc 1:100



Canal con rugosidad artificial

Esc 1:25



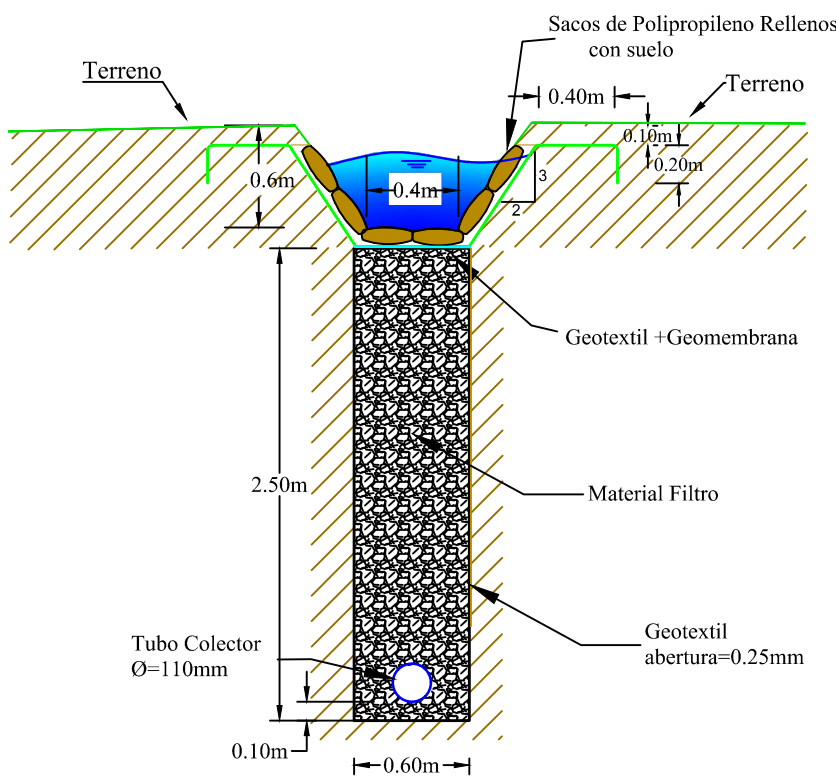
DIMENSIONES					
Estructura de drenaje	Base (B) m	Altura (H) m	Espesor m	Rugosidad σ (m)	Tipo de rugosidad
R1	0.6	0.7	0.1	0.03	C
R2	0.6	0.6	0.1	0.02	C
R3	1	0.6	0.1	0.02	C
R4	0.6	0.5	0.1	0.02	A
R5	0.6	0.5	0.1	0.02	A
R6	0.6	0.5	0.1	0.02	C
R7	0.4	0.4	0.1	0.01	C
R8	0.3	0.4	0.1	0.01	A
R9	0.4	0.5	0.1	0.02	A
R10	0.4	0.5	0.1	0.02	A

SIMBOLOGÍA

	Sacos de polipropileno
	Geomembrana
	Geotextil
	Terreno
	Línea de corte
	Tubería perforada
	Rugosidad artificial tipo C
	Hormigón simple f'c=210kg/cm²
	Material filtro Ø 2.5mm

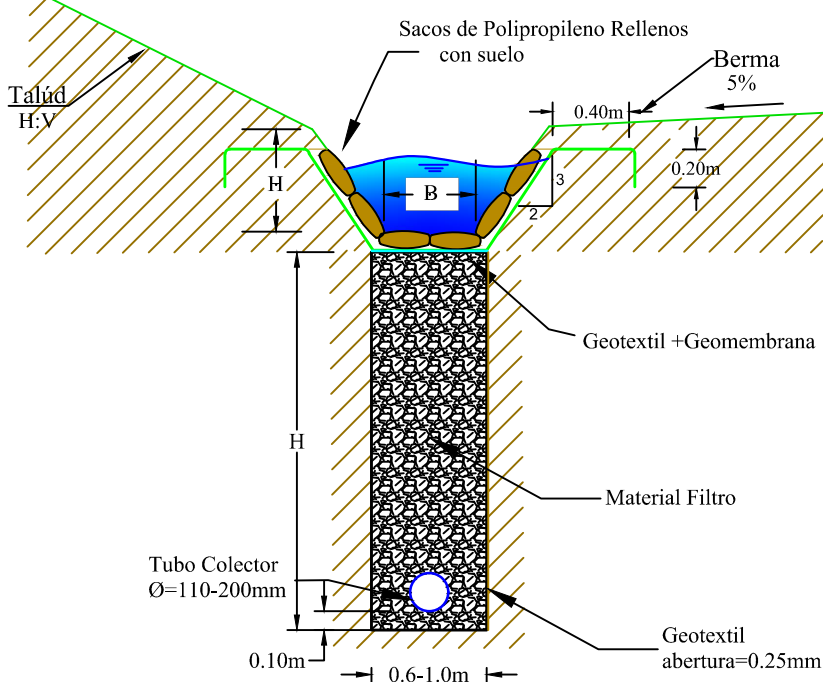
Detalle 1
Cuneta de Coronación

Esc 1:40



Detalle 2
Canales Colectores

Esc 1:40



DIMENSIONES					
Estructura de drenaje	Base (B) m	Altura (H) m	Espesor de la pared m	Profundidad del subdren cm	Tubería perforada mm
C1 Tramo 1	0.6	0.75	0.1	300	200
C2 Tramo 1	0.5	0.6	0.1	300	200
C3 Tramo 1	0.6	0.5	0.1	300	200
C3 Tramo 2	1	1	0.1	300	200
C4 Tramo 1	0.4	0.5	0.1	300	200
C4 Tramo 2	0.4	0.5	0.1	300	200
CC	0.6	0.4	0.1	250	110
C5	0.3	0.3	0.1	200	200
C6	0.4	0.45	0.1	200	110
C7	0.3	0.35	0.1	200	110
C8	0.3	0.35	0.1	200	110
C9	0.3	0.35	0.1	200	110
C10	0.4	0.35	0.1	200	110
C11	0.4	0.5	0.1	200	110
C12	0.4	0.4	0.1	200	110
C13	0.4	0.35	0.1	200	110
C14	0.3	0.3	0.1	200	110
C15	0.3	0.3	0.1	200	110
C16	0.3	0.3	0.1	200	110
C17	0.3	0.3	0.1	200	110
C18	0.4	0.35	0.1	200	110
C19	0.4	0.4	0.1	200	110



UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



TRABAJO DE TITULACIÓN:

"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI
EN LA VÍA BIBLIÁN ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000"

CONTENIDO:

PERFILES DE LOS TERRACEOS
DETALLES Y DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS
DE DRENAJE

DIBUJO:
Gloria Corte, Byron Puin

ESCALA:
Indicadas

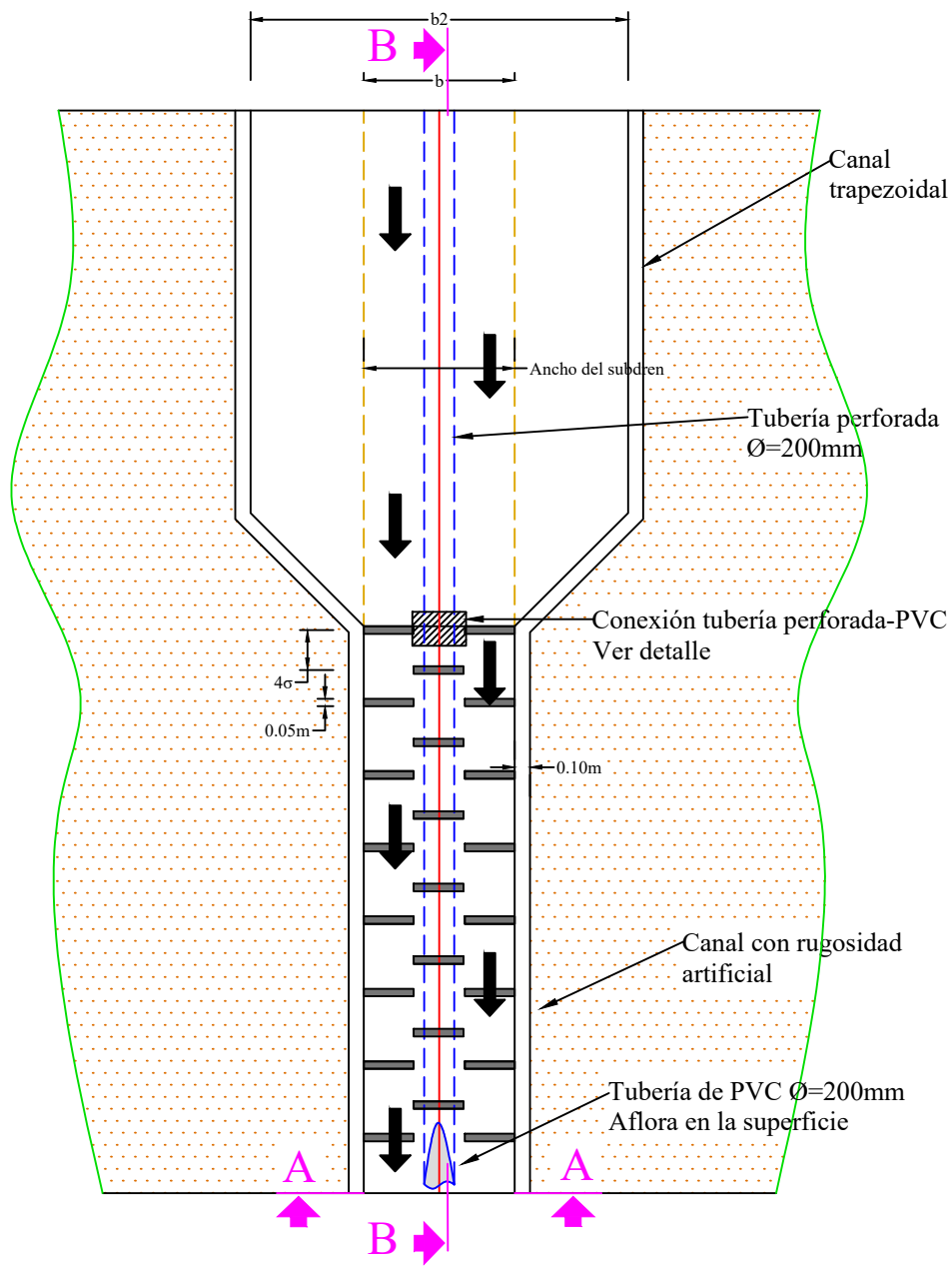
PLANO:
2/3

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:
Ing. Cristian Coello MSc.

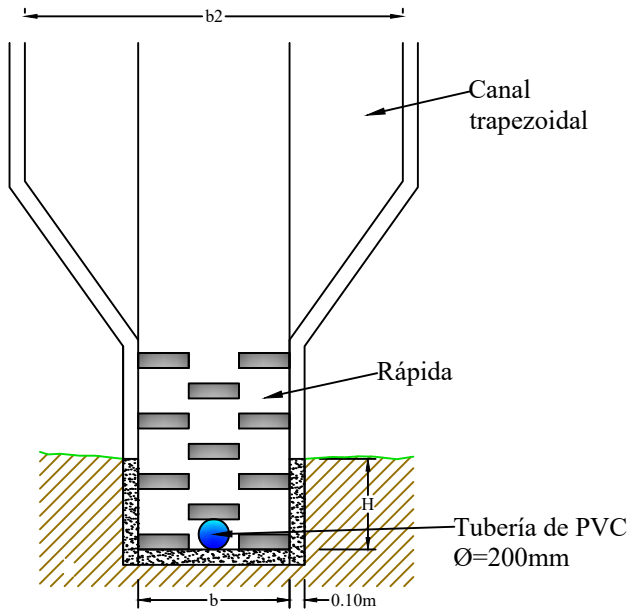
ARCHIVO:
Sitio inestable Cachi.dwg

FECHA:
Febrero del 2016

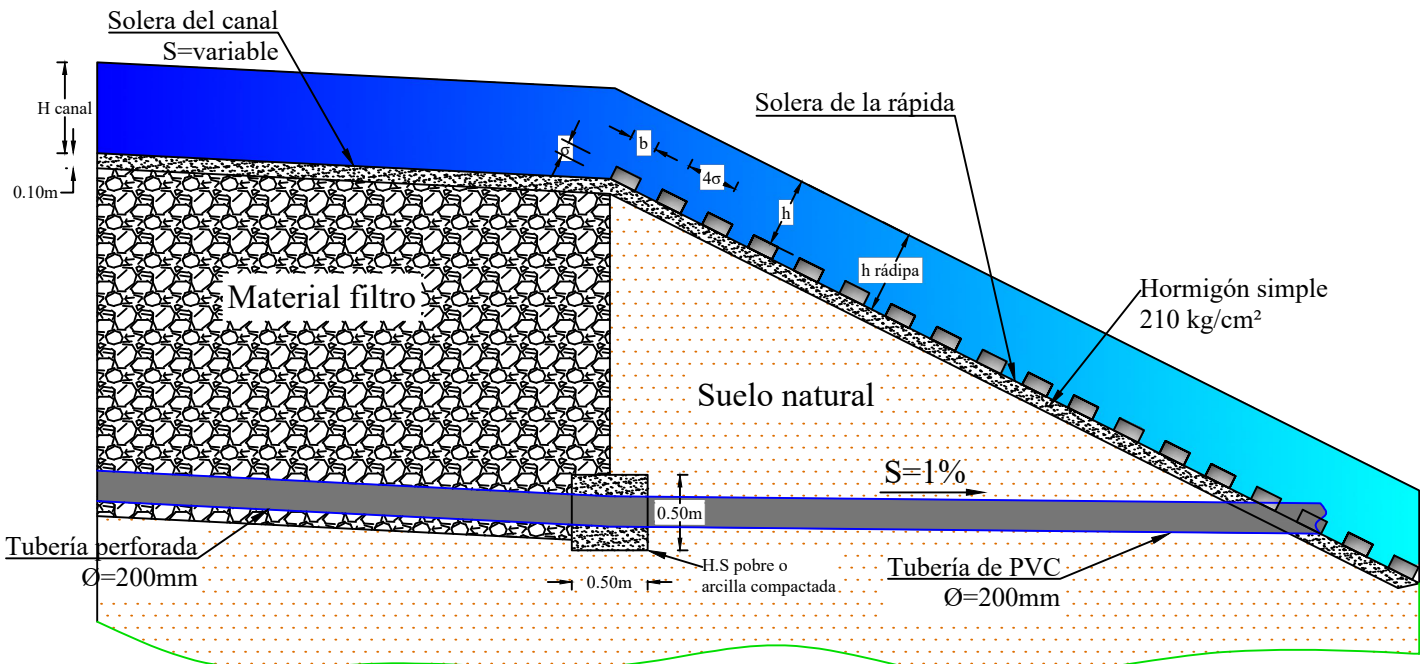
Conexión canal de encauzamiento-rápida



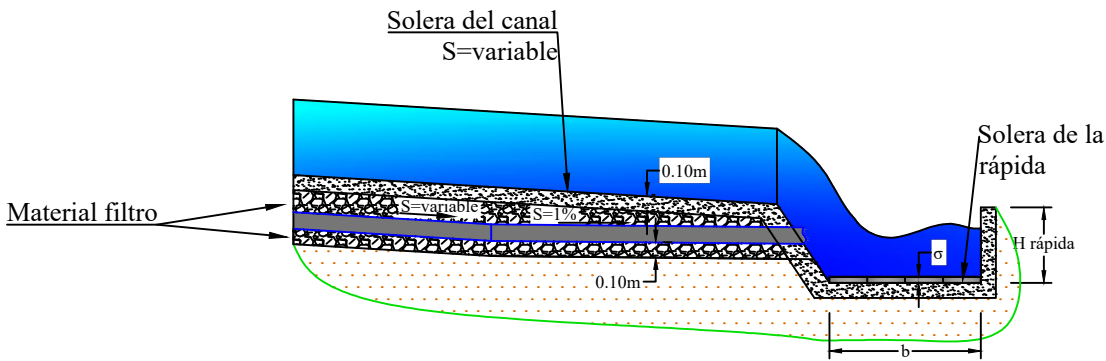
Corte A-A



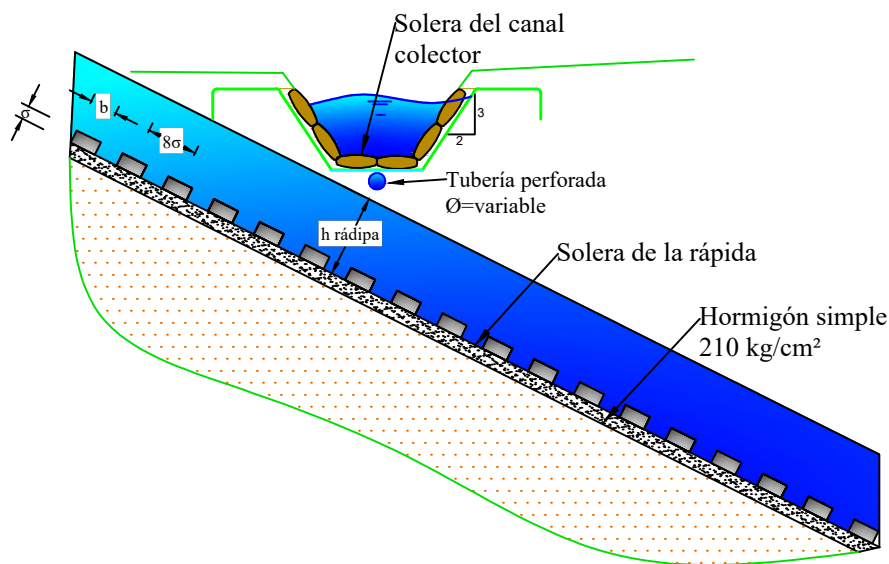
Corte B-B



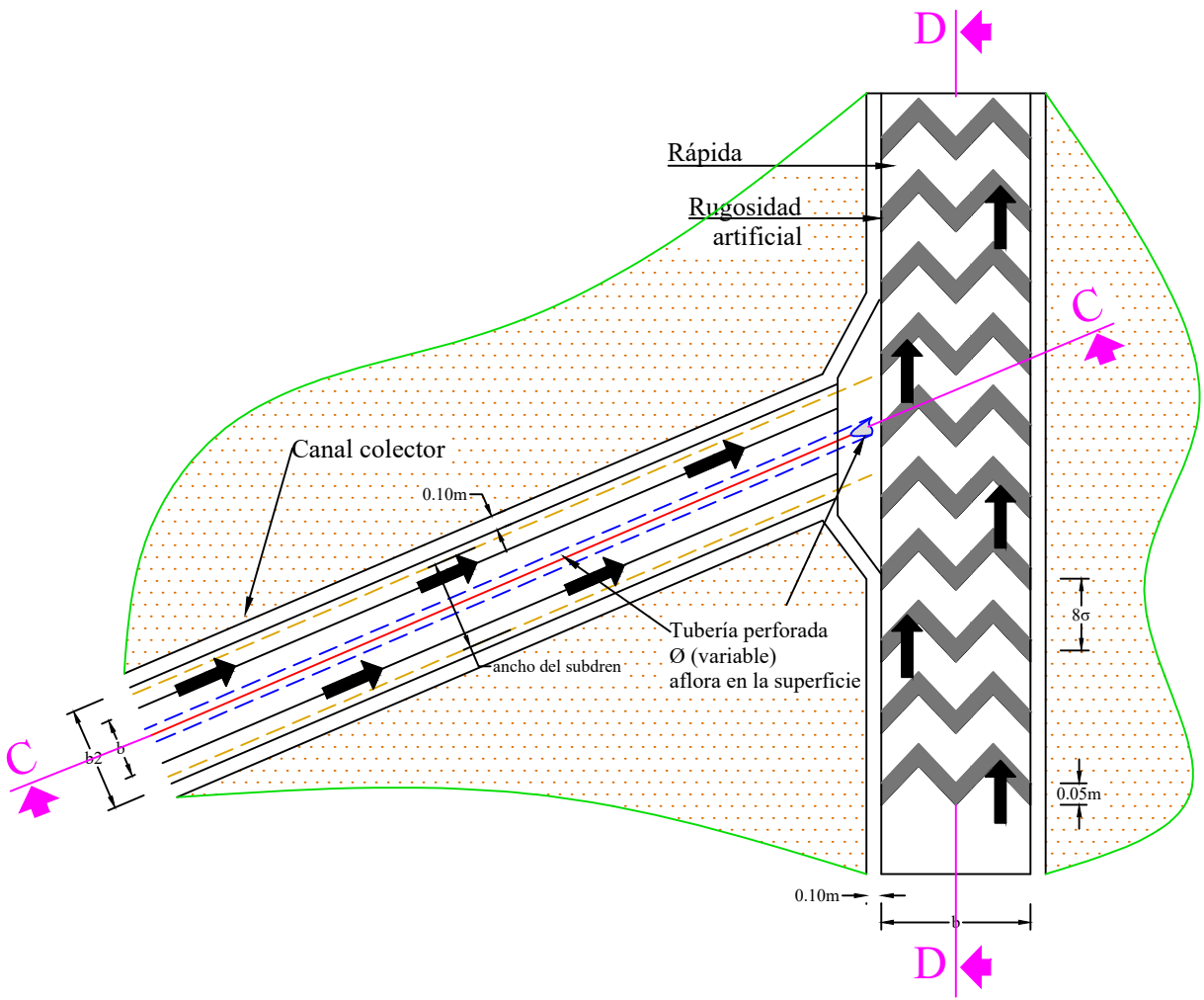
Corte C-C



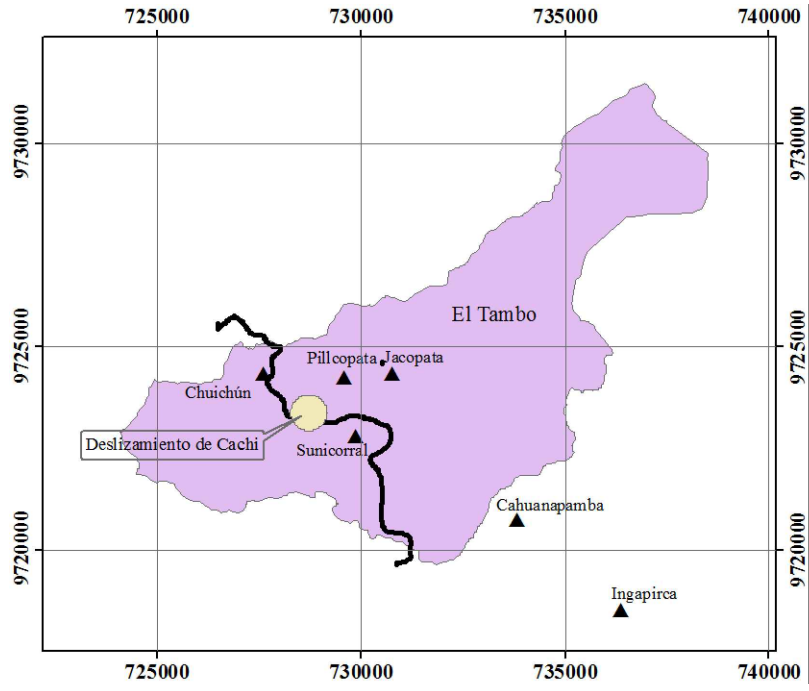
Corte D-D



Conexión canal colector-rápida



UBICACIÓN



SIMBOLOGÍA

	Sacos de polipropileno
	Geomembrana
	Geotextil
	Terreno
	Subdren
	Tubería perforada
	Rugosidad artificial tipo C
	Rugosidad artificial tipo A
	Dirección del flujo
	Hormigón simple f'c=210kg/cm²
	Material filtro Ø 2.5mm



TRABAJO DE TITULACIÓN:
"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MACRO DESLIZAMIENTO DE CACHI
EN LA VÍA BIBLIÁN ZHUD EN EL KM 14+000 AL 15+000"

CONTENIDO:

DETALLES DE LAS CONEXIONES ENTRE LAS
ESTRUCTURAS DE DRENAJE.

DIBUJO:
Gloria Corte, Byron Puin

ESCALA:
1:50

PLANO:
3/3

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:
Ing. Cristian Coello MSc.

ARCHIVO:
Sitio inestable Cachi.dwg

FECHA:
Febrero del 2016

Anexo 2. Mapa Hidrogeológico del Ecuador

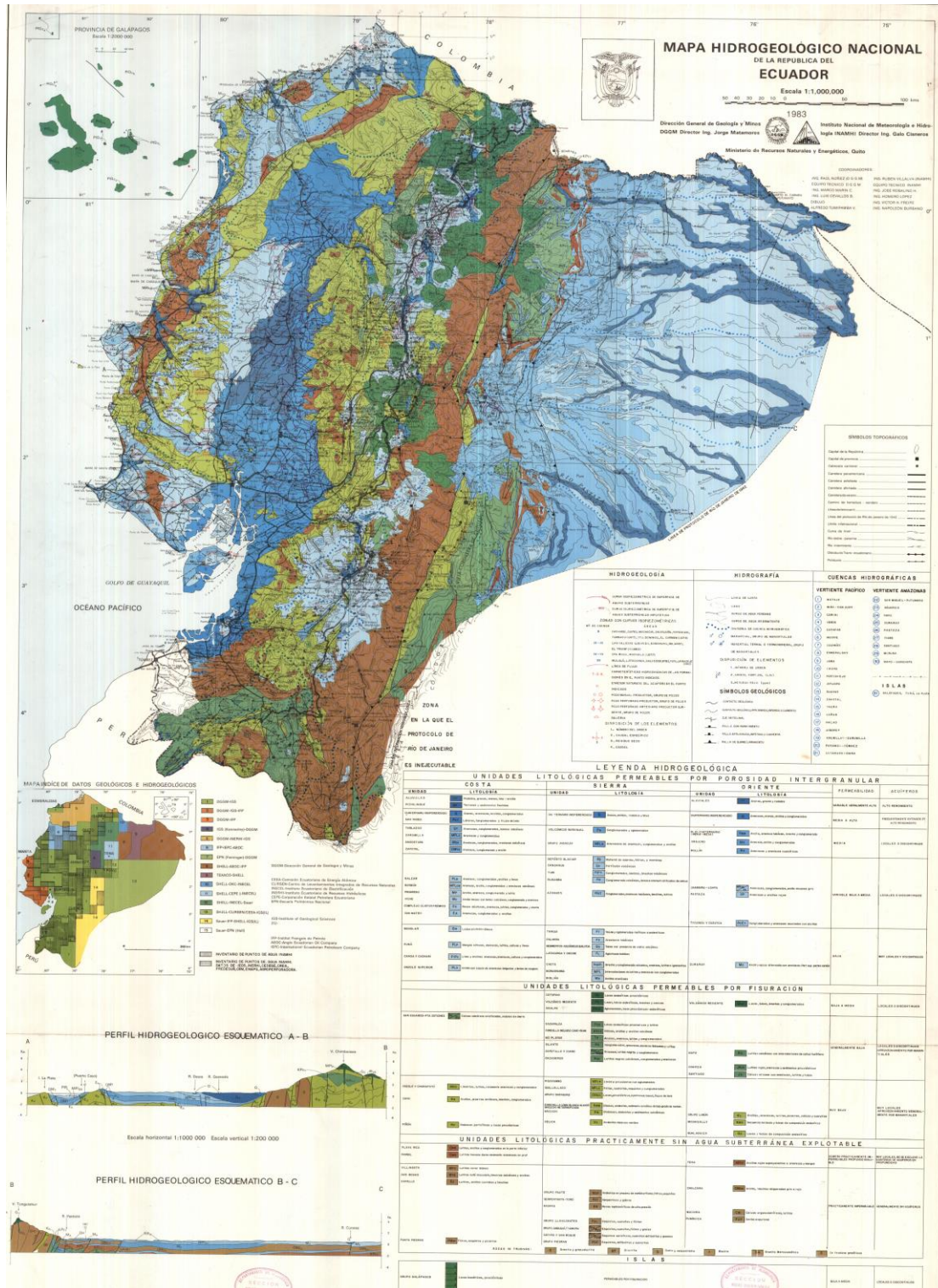


Figura 6.1 Mapa Hidrogeológico del Ecuador



Anexo 3. Resultados de las perforaciones y calicatas.

PERFORACION METODO S.P.T.

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio: noviembre 20, 2012	Perforación : PR1	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 20, 2012	Hoja : 1 de 3	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.723.272 , E 728.848)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6	N. Freático - 2,30	

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					Nº DE GOLPES qu (Kg/cm2)	HUMEDADES %					LIMITES DE ATTERBERG				γ T/m³	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS
						0	50	100	150	200		0	50	100	150	200	W %	WL %	WP %	IP		Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %	
1	Arcillas Y Limos De Plasticidad Media Color Gris Oscuro Y Con Poca Arena Fina Consist. Dura			-1,10	-1,100						10						37,2	48	29	19	1,54	97,8	89,3	77,9	CL - ML
2	Arcilla De Plasticidad Media Color Café Oscuro Con Arena Fina Consist. Media			-2,00	-2,000						7						43,6	37	21	16	1,50	97,2	82,0	64,9	CL
3	Arcilla De Plasticidad Media Color Café Oscuro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Media		-2,30 N. F.	-2,300																					
				-3,00	-3,000						6						40,8	40	22	18	1,63	89,7	74,6	61,9	CL
4	Arcilla De Plasticidad Media Color Café Oscuro Y Con Poca Arena Fina Consist. Dura			-4,00	-4,000						31						29,6	39	19	20	1,72	98,6	90,1	79,3	CL
5	Arcilla De Plasticidad Media Color Café Oscuro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Dura			-5,00	-5,000						25						33,3	43	22	21	1,69	94,8	84,6	69,7	CL
6	Arcillas Y Limos De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Y Con Poca Arena Fina Consist. Dura			-6,20	-6,200						12						51,6	59	32	27	1,58	100,0	96,3	90,1	CH - MH
7	Arcillas Y Limos De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Y Con Poca Arena Fina Consist. Dura			-7,00	-7,000						11						47,8	64	34	30	1,56	100,0	98,5	92,6	CH - MH
8	Arcillas Y Limos De Muy Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Consist. Dura			-7,90	-7,900						11						64,1	85	39	46	1,53	100,0	96,8	95,1	CH - MH
9	Arcillas Y Limos De Alta Plasticidad Color Café Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-9,00	-9,000						110	en 4 cm					36,6	56	28	28	1,93	89,1	78,2	69,0	CH - MH
10	Arena Media Arcillosa Color Gris Claro Con Grava Condic. Muy Densa			-10,10	-10,100						79						32,9	30	20	10	1,72	77,0	34,4	19,8	SC
11	Grava Arcillo Limosa Color Gris Claro Con Poca Arena Gruesa Condic. Densa			-11,00	-11,000						43						30,8	39	23	16	1,98	36,3	23,1	18,5	GC - GM
12	Grava Limosa Color Gris Claro Con Arena Media Condic. Densa			-12,00	-12,000						34						26,5	30	27	3	1,89	51,2	32,6	22,9	GM

PERFORACION METODO SPT

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio: noviembre 20, 2012	Perforación : PR1	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 20, 2012	Hoja : 2 de 3	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.723.272 , E 728.848)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6		N. Freático : - 2,30

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT	Nº DE GOLFES	qu (Kg/cm ²)	HUMEDADES %				LÍMITES DE ATTERBERG				γ	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS
									W %	WL %	WP %	IP	T/m ³	Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %					
13	Grava Arcillo Limosa Color Gris Claro Con Arena Fina Condic. Densa			-12,00	-12,000	0 50 100 150 200	34														
				-13,00	-13,000		38		21,3	32	21	11	1,90	59,3	37,7	25,9					GC - GM
14	Arena Media Arcillo Limosa Color Gris Claro Con Grava Condic. Densa			-14,20	-14,200		40		16,9	26	23	3	1,93	64,1	32,2	19,4					SC - SM
15	Arena Media Arcillosa Mal Graduada Color Gris Claro Con Grava Condic. Muy Densa			-15,00	-15,000		97		22,6	20	16	4	1,98	78,2	14,7	7,2					SP - SC
16	Grava Arcillosa Color Gris Claro Con Arena Fina Condic. Muy Densa			-16,00	-16,000		124		24,5	22	16	6	1,89	50,0	32,2	21,4					GC
17	Grava Limosa Color Gris Claro Con Arena Fina Condic. Muy Densa			-17,00	-17,000		115		26,5	28	25	3	1,92	51,0	33,0	21,8					GM
18	Grava Arcillo Limosa Color Gris Claro Con Arena Media Condic. Muy Densa			-18,00	-18,000		134		28,2	32	23	9	1,97	50,7	33,3	24,9					GC - GM
19	Grava Arcillo Limosa Color Gris Claro Con Arena Fina Condic. Muy Densa			-19,00	-19,000		116		25,7	29	21	8	1,89	51,7	32,3	21,2					GC - GM
20	Grava Limosa Color Gris Claro Con Arena Media Condic. Muy Densa			-20,00	-20,000		132		27,5	31	26	5	1,93	52,5	33,7	24,2					GM
21	Grava Arcillosa Color Gris Claro Con Arena Gruesa Condic. Muy Densa			-21,00	-21,000		168		20,1	28	19	9	1,96	54,5	27,6	16,6					GC
22	Grava Arcillosa Color Gris Claro Con Arena Media Condic. Muy Densa			-21,60	-21,600		173		21,5	25	14	11	1,99	55,3	28,2	17,4					GC
23	Grava Arcillosa Color Café Oscuro Con Arena Gruesa Condic. Muy Densa			-23,00	-23,000		144		21,4	28	18	10	1,98	54,8	26,5	14,2					GC
24	Grava Arcillosa Color Café Oscuro Con Arena Media Condic. Muy Densa			-24,00	-24,000		141		22,6	23	15	8	2,04	55,0	28,4	17,8					GC

[illegible]



LABORATORIO - ENSAYOS DE SUELOS Y MATERIALES
HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS

NOMENCLATURA
W Humedad natural
WI Límite líquido
Wp Límite plástico
IP Índice plástico
g Densidad húmeda

qu
ε
N
S-3

Compresión simple
Deformación Unit.
Número de golpes
Tubo Shelby

SIMBOLOGIA

Relleno
Grava
Arenas
Arcilla
Limo
Arena densa

Proyecto:

Localización:
Cachi
Tambo - Cañar
PR-2
Ing. Julián Coronel

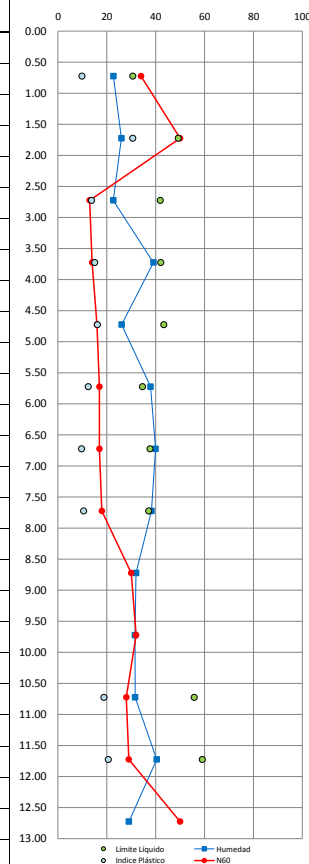
Nivel freático:
Cota T. Natural: 310.50
E+0729102 N=9723897
7+875 m.s.n.m.



Fecha de inicio:
Fecha Término:
Hoja No.:

PROF. M.	COTAS	N.F.	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	MUESTRA		SUCS	W %	WI %	Wp %	IP %	# 4 %	# 40 %	# 200 %	MUESTREO		N
					#	PROF.									TIPO	SPT	
1	309.55		Arena arcillosa con grava de compacidad densa, color café.		1	0.50 - 0.95	SC	22.7	31	21	10	70.4	48.9	32.1	SPT	(15-16-18)	34
2	308.55		Arena arcillosa con grava de compacidad densa, color café.		2	1.50 - 1.95	SC	26.0	49	19	31	69.3	51.7	35.8	SPT	(21-50)	50
3	307.55		Grava arcillosa con arena de compacidad media, color café.		3	2.50 - 2.95	GC	22.7	42	28	14	50.8	39.9	28.4	SPT	(10-7-6)	13
4	306.55		Limo de baja plasticidad de consistencia media, color café.		4	3.50 - 3.95	ML	39.1	42	27	15	89.9	79.7	61.4	SPT	(9-6-8)	14
5	305.55		Arena limosa con grava de compacidad media, color café.		5	4.50 - 4.95	SM	26.1	43	27	16	84.0	62.1	41.8	SPT	(6-7-9)	16
6	304.55		Arena arcillosa de compacidad media, color café.		6	5.50 - 5.95	SC	37.9	35	22	12	96.4	73.1	47.0	SPT	(7-8-9)	17
7	303.55		Arena limosa con grava de compacidad media, color café.		7	6.50 - 6.95	SM	40.0	38	28	10	82.7	59.0	44.0	SPT	(6-6-11)	17
8	302.55		Arena limosa con grava de compacidad media, color café.		8	7.50 - 7.95	SM	38.3	37	27	11	73.3	41.4	25.3	SPT	(7-8-10)	18
9	301.55		Arena limosa con grava de compacidad densa, color café.		9	8.50 - 8.95	SM	32.0				69.5	30.0	16.3	SPT	(11-14-16)	30
10	300.55		Grava limosa bien gradada con arena de compacidad media, color café.		10	9.50 - 9.95	GW-GM	31.6				53.9	20.4	10.9	SPT	(12-14-18)	32
11	299.55		Arena limosa de compacidad media, color café.		11	10.50 - 10.95	SM	31.6	56	37	19	89.2	56.9	37.9	SPT	(10-12-16)	28
12	298.55		Grava arcillosa con arena de compacidad media, color café.		12	11.50 - 11.95	GC	40.4	59	38	21	53.3	34.9	26.6	SPT	(11-13-16)	29
13	297.55		Grava limosa con arena de compacidad densa, color café.		13	12.50 - 12.95	GM	29.1				56.3	32.1	19.8	SPT	(30-50)	50

CONTENIDO DE HUMEDAD % - N60





LABORATORIO - ENSAYOS DE SUELOS Y MATERIALES

HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS

NOMENCLATURA

W Humedad natural qu
 WI Limite líquido e
 Wp Limite plástico N
 IP Indice plástico S-3
 G Densidad húmeda

Compresión simple
 Deformación Unit.
 Número de golpes
 Tubo Shelby

SIMBOLOGIA

Releno
 Grava
 Arenas
 Arcilla
 Limo
 Arena densa

Proyecto: Cachi
 Localización: Tambo - Cañar
 Perforación: pg-2
 Verificado por: Ing. Julián Coronel
 Nivel freático: 310.50
 Cota T. Natural: 310.50
 Coordenadas UTM: E=0729102 N=9723897
 Abscisa: 7+875

m.s.n.m.

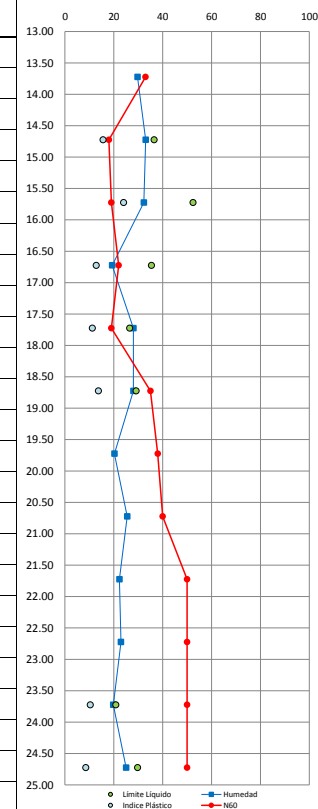
CONSULPROY Cia. Ltda.



Fecha de inicio: 13/02/2013
 Fecha Término: 13/02/2013
 Hoja No.:

PROF. M.	COTAS	N.F.	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	MUESTRA		SUCS	W %	WI %	Wp %	IP %	# 4 %	# 40 %	# 200 %	MUESTREO		N
					#	PROF.									TIPO	SPT	
13	296.55		Arena limosa con grava de compactidad densa, color café.		14	13.50 - 13.95	SM	29.7				82.4	60.4	32.2	SPT	(12-14-19)	33
14	295.55		Arena arcillosa con grava de compactidad media, color café.		15	14.50 - 14.95	SC	33.1	36	21	16	68.6	42.3	25.1	SPT	(10-9-9)	18
15	294.55		Arena arcillosa con grava de compactidad media, color café.		16	15.50 - 15.95	SC	32.3	52	28	24	80.5	58.0	36.0	SPT	(9-10-9)	19
16	293.55		Grava arcillosa mal gradada con arena de compactidad media, color café.		17	16.50 - 16.95	GP-GC	19.4	35	23	13	32.6	18.4	9.0	SPT	(9-10-12)	22
17	292.55		Arena arcillosa de compactidad media, color café.		18	17.50 - 17.95	SC	28.0	26	15	11	96.0	68.2	33.3	SPT	(7-8-11)	19
18	291.55		Arena arcillosa de compactidad densa, color café.		19	18.50 - 18.95	SC	28.0	29	15	14	87.3	58.4	24.4	SPT	(9-15-20)	35
19	290.55		Arena limosa con grava de compactidad densa, color café.		20	19.50 - 19.95	SM	20.3				76.1	38.8	18.3	SPT	(10-16-22)	38
20	289.55		Grava limosa con arena de compactidad densa, color café.		21	20.50 - 20.95	GM	25.5				60.0	41.5	23.2	SPT	(12-17-23)	40
21	288.55		Arena limosa con grava de compactidad densa, color café.		22	21.50 - 21.95	SM	22.3				77.8	38.3	15.9	SPT	(25-30-20)	50
22	287.55		Arena limosa de compactidad densa, color café.		23	22.50 - 22.95	SM	22.9				89.6	49.3	18.7	SPT	(20-25-25)	50
23	286.55		Arena arcillosa de compactidad densa, color café.		24	23.50 - 23.95	SC	19.8	21	10	10	90.3	62.5	34.4	SPT	(21-27-23)	50
24	285.55		Arena arcillosa con grava de compactidad densa, color café.		25	24.50 - 24.95	SC	25.1	30	21	9	82.4	51.5	31.8	SPT	(25-50)	50
			Fin de Perforacion: 25,00 m														

CONTENIDO DE HUMEDAD % - N60















PERFORACION METODO SPT

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio: noviembre 23, 2012	Perforación : PR3	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 23, 2012	Hoja : 1 de 4	Caída : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.722.436 , E 728.683)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6	N. Freático : - 5,80	

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					Nº DE GOLPES qu (Kg./cm2)	HUMEDADES %					LIMITES DE ATTERBERG				γ	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS
						0	50	100	150	200		0	50	100	150	200	W %	WL %	WP %	IP		Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %	
1	Arcilla Inorganica De Muy Alta Plasticidad Color Café Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Dura			-1,00	-1,000						10						27,7	88	29	59	1,38	89,6	75,1	59,1	CH
2	Arcilla Inorganica De Muy Alta Plasticidad Color Café Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-2,00	-2,000						38						22,2	93	23	70	1,41	84,1	72,9	60,1	CH
3	Arcilla Inorganica De Muy Alta Plasticidad Color Café Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-3,00	-3,000						34						23,2	85	19	66	1,40	93,1	77,4	62,6	CH
4	Arcilla Inorganica De Muy Alta Plasticidad Color Café Claro Con Arena Fina Consist. Dura			-3,60	-3,600						15						28,1	84	22	62	1,39	95,2	81,4	66,5	CH
5	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Consist. Dura			-4,80	-4,800						13						32,0	53	23	30	1,52	98,4	82,7	59,3	CH
6	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Consist. Dura		-5,80 N. F.	-5,800 -5,900							15						47,3	64	22	42	1,53	98,7	84,9	64,6	CH
7	Arcilla De Plasticidad Media Color Habano Y Con Poca Arena Fina Consist. Dura			-7,00	-7,000						17						22,7	48	20	28	1,55	100,0	97,5	86,2	CL
8	Arcilla De Plasticidad Media Color Habano Con Arena Fina Consist. Dura			-8,20	-8,200						16						28,5	37	14	23	1,54	95,9	82,7	63,3	CL
9	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Dura			-9,00	-9,000						17						27,0	52	20	32	1,61	94,5	84,1	67,5	CH
10	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Dura			-10,00	-10,000						16						29,3	55	18	37	1,56	91,6	80,2	65,6	CH
11	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Consist. Dura			-11,00	-11,000						11						34,7	56	13	43	1,53	98,0	81,9	62,2	CH
12	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Claro Con Arena Fina Consist. Dura			-12,45	-12,450						14						36,9	52	15	37	1,50	98,4	83,4	63,3	CH

PERFORACION METODO S.P.T.

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio : noviembre 23, 2012	Perforación : PR3	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 23, 2012	Hoja : 2 de 4	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.722.436 , E 728.683)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6	N. Freático : - 5,80	

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT	Nº DE GOLPES	qu (Kg/cm2)	HUMEDADES %				LIMITES DE ATTERBERG				γ	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS
				-12,45	-12,450	0 50 100 150 200			0 50 100 150 200	W %	WL %	WP %	IP	T/m³	Nº 4 %	Nº 40 %		Nº 200 %			
13	Arena Media Arcillosa De Baja A Media Plasticidad Color Gris Claro Condic. Medianam. Suelta			-13,00	-13,000		23					25,0	35	14	21	1,68	97,8	58,8	27,6	SC	
14	Arena Media Arcillosa Color Gris Claro Condic. Densa			-13,60	-13,600		35					26,3	31	16	15	1,70	97,7	57,3	29,4	SC	
15	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Con Arena Fina Consist. Dura			-15,00	-15,000		28					28,3	58	21	37	1,59	97,5	82,2	63,9	CH	
16	Arena Media Arcillosa Color Gris Oscuro Con Poca Grava Condic. Densa			-16,00	-16,000		35					27,8	52	22	30	1,72	80,8	59,0	44,1	SC	
17	Arena Media Arcillosa Color Gris Oscuro Con Poca Grava Condic. Muy Densa			-17,00	-17,000		51					30,4	54	19	35	1,79	81,7	59,7	45,4	SC	
18	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-18,00	-18,000		39					32,2	67	25	42	1,73	89,7	76,6	59,8	CH	
19	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Con Arena Media Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-19,00	-19,000		42					29,5	62	24	38	1,78	88,6	69,9	59,7	CH	
20	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Gris Oscuro Con Arena Fina Y Con Poca Grava Consist. Muy Dura			-20,30	-20,300		41					26,8	65	29	36	1,77	94,8	83,5	69,3	CH	
21	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Rojizo Con Arena Fina Consist. Muy Dura			-21,00	-21,000		36					29,3	65	28	37	1,48	98,6	79,6	65,0	CH	
22	Arcillas Y Limos De Alta Plasticidad Color Rojizo Con Arena Fina Consist. Dura			-22,00	-22,000		28					33,2	63	30	33	1,43	100,0	86,5	74,2	CH - MH	
23	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Rojizo Con Arena Fina Consist. Dura			-23,00	-23,000		28					52,4	58	18	40	1,49	97,7	80,2	63,5	CH	
24	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Rojizo Con Arena Fina Consist. Muy Dura			-24,40	-24,400		44					48,4	61	25	36	1,51	100,0	86,4	63,7	CH	

PERFORACION METODO SPT

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio : noviembre 23, 2012	Perforación : PR3	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 23, 2012	Hoja : 3 de 4	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.722.436 , E 728.683)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6		N. Freático : -5,80













MUESTRA N°	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					N° DE GOLPES	q _u (kg/cm ²)	HUMEDADES %					LIMITES DE ATTERBERG				Y	GRANULOMETRIA			SUCS
						0	50	100	150	200			0	50	100	150	200	W %	WL %	WP %	IP		Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %	
25	Arena Gruesa Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Muy Densa			-24,40	-24,900						44															
				-25,00	-25,000						70							31,0	63	26	37	1,74	67,5	42,2	32,4	SC
26	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Muy Densa				-26,00	-26,000					52							27,4	59	27	32	1,69	74,7	51,9	43,6	SC
27	Arena Fina Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Densa			-27,00	-27,000						40							29,4	53	23	30	1,68	75,3	58,5	44,2	SC
28	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Medianam. Suelta			-28,00	-28,000						23							18,1	32	19	13	1,59	77,7	49,3	31,2	SC
29	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Medianam. Suelta			-29,00	-29,000						22							20,5	36	21	15	1,57	78,4	50,2	37,5	SC
30	Arena Fina Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Medianam. Suelta			-30,00	-30,000						19							16,9	33	15	18	1,54	79,0	57,9	33,1	SC
31	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Medianam. Suelta			-31,00	-31,000						24							17,9	37	16	21	1,63	77,6	47,5	29,6	SC
32	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava Condic. Densa			-31,86	-31,860						33							18,5	41	22	19	1,78	79,9	35,6	19,6	SC
33	Arena Media Arcillosa Color Gris Claro Con Poca Grava Condic. Densa			-33,00	-33,000						41							14,8	40	18	22	1,76	89,0	34,5	21,2	SC
34	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Fina (Matriz Arenosa Volcánica) Condic. Densa			-34,00	-34,000						50							19,7	55	21	34	1,87	54,3	34,9	23,5	GC
35	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Fina (Matriz Arenosa Volcánica) Condic. Muy Densa			-35,00	-35,000						52							21,6	56	26	30	1,94	59,5	45,9	38,6	GC
36	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Fina (Matriz Arenosa Volcánica) Condic. Muy Densa			-36,00	-36,000						66							18,1	52	24	28	1,98	60,0	43,1	30,0	GC

PERFORACION METODO S.P.T.

SOLICITADO POR : ASOCIACIÓN CACHI	F. Inicio : noviembre 23, 2012	Perforación : PR3	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : PASO LATERAL EL TAMBO - CACHI	F. Fin : noviembre 23, 2012	Hoja : 4 de 4	Caida : 0,76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN EL TAMBO, PROV. DEL CAÑAR - COORD. GPS (N 9.722.436 , E 728.683)	FISCALIZADOR : MTOP - REGIONAL 6		N. Freático - 5,80

[illegible]

Hoja Estratigráfica de las calicatas realizadas en el Sitio Inestable de Cachi

#	N.F.	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATIGRA FA	MUESTRA PROF.	MATERIAL	Granulometría %pasante		
						W	WI	WP
						%	%	%
						# 4	# 40	# 200
1	2.3 m	Capa Vegetal Arcilla arenosa de color café claro Material arcilloso de color café		0.00-0.50 0.50-1.75 1.75-3.80	CL	29.49	39.06	16.83
					CL	30.86	32.78	0.19
						98.00	91.00	74.00
						98.00	89.00	76.00
2	0.2 m	Capa Vegetal Arcilla de alta plasticidad con algo de arena de color café oscuro		0.00-0.50 0.50-3.00	CH	35.21	52.82	23.28
						90.00	72.00	61.00
3	0.2 m	Capa Vegetal Arcilla arenosa de plasticidad media negro		0.00-0.50 0.50-3.00	CL	23.74	42.57	19.78
						91.00	77.00	60.00
4	3.0 m	Capa Vegetal Arcilla arenosa color café oscuro		0.00-0.25 0.25-3.00	SC	29.65	47.27	17.02
						87.00	69.00	44.00
5		Capa Vegetal Arcilla de plasticidad de color café oscuro		0.00-0.50 0.50-3.00	CL	27.82	37.72	18.33
						92.00	79.00	27.82
6		Capa Vegetal Arcilla de alta plasticidad color café		0.00-0.25 0.25-3.00	CH	25.95	58.80	29.87
						100.00	74.00	56.00
7	3.0 m	Capa Vegetal Arcilla arenosa de color verde a amarillo		0.00-0.20 0.20-3.00	CL	26.35	39.20	22.52
						100.00	66.00	51.00
8	2.0 m	Capa Vegetal Arcilla limosa arenosa de color café claro		0.00-0.30 0.30-3.00	CL	26.96	29.50	18.91
						100.00	67.00	53.00
9	0.8 m	Capa Vegetal Arcilla limosa de color negro Arcilla de alta plasticidad de color amarillo		0.00-0.40 0.40-1.5 1.50-3.00	CL	50.35	31.25	20.91
					CH	32.09	67.33	24.21
						100.00	98.00	90.00
10		Capa Vegetal Arcilla de alta plasticidad de color gris oscuro		0.00-0.50 0.50-3.00	CL	27.82	37.72	18.33
						92.00	79.00	58.00
11		Capa Vegetal Arcilla de alta plasticidad color café oscuro		0.00-0.30 0.30-3.00	CH	25.95	58.80	29.87
						100.00	74.00	56.00
12		Capa Vegetal Arcilla limosa arenosa de color café oscuro		0.00-0.30 0.30-3.00	CL	26.96	29.50	18.91
						100.00	67.00	53.00

Anexo 4. Mapa de Zonificación de intensidades del INAMHI

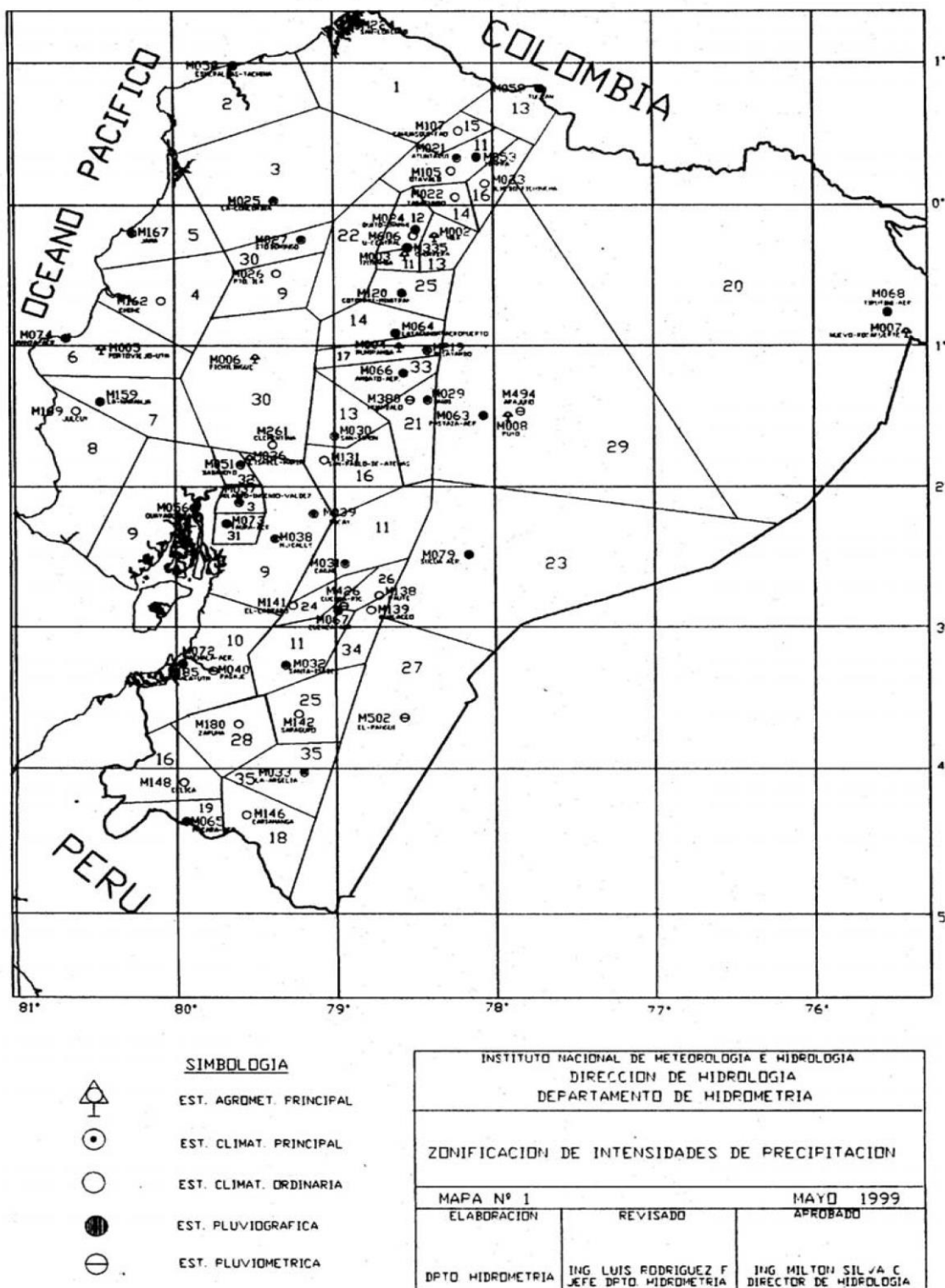


Figura 6.2 Zonificación de intensidades del INAMHI

Anexo 5. Factores de seguridad en condiciones actuales

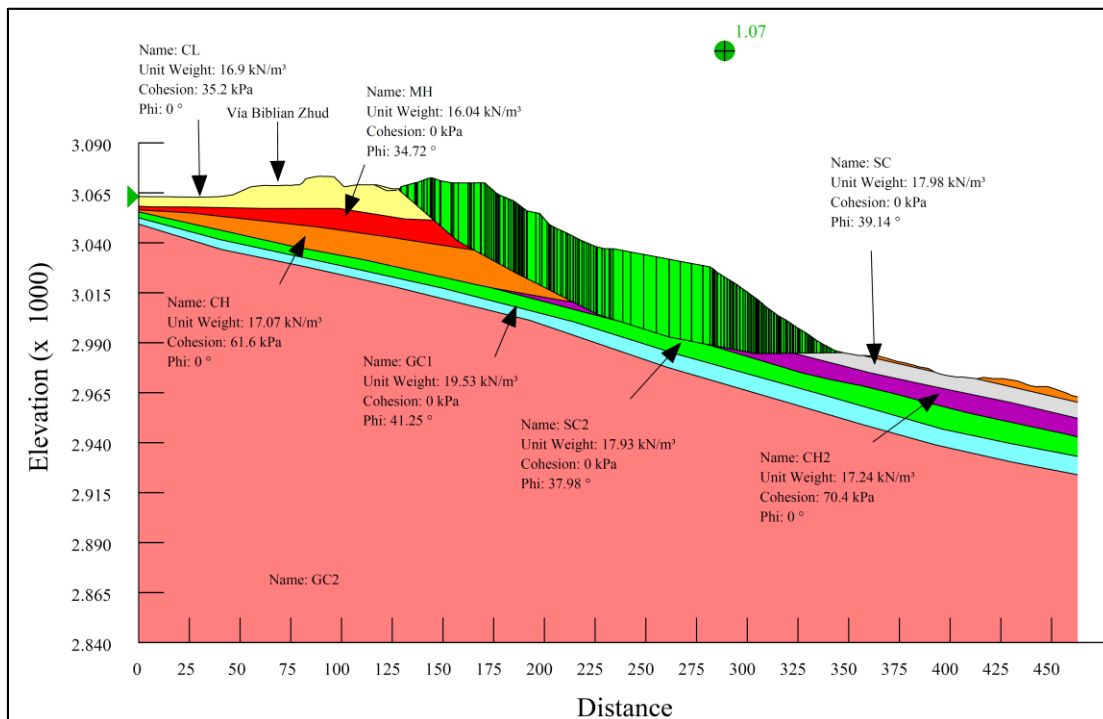


Figura 6.3 Factor de seguridad local sin sismo del perfil 1(condiciones actuales)

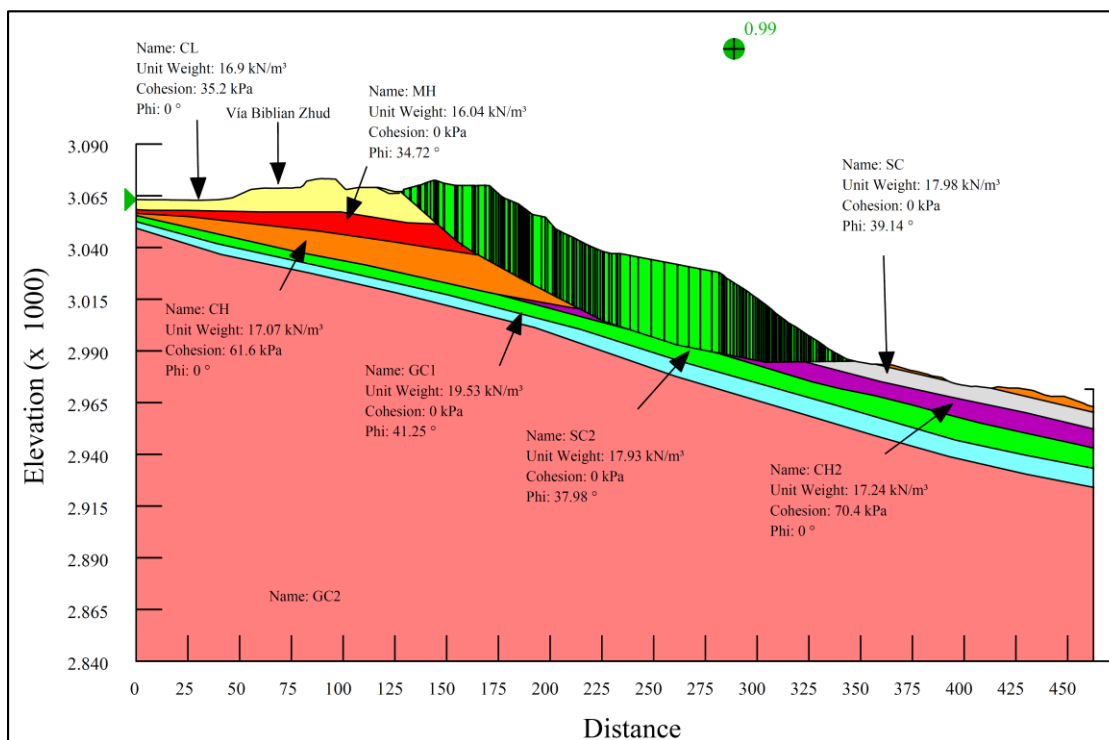


Figura 6.4 Factor de seguridad local con sismo del perfil 1(condiciones actuales)

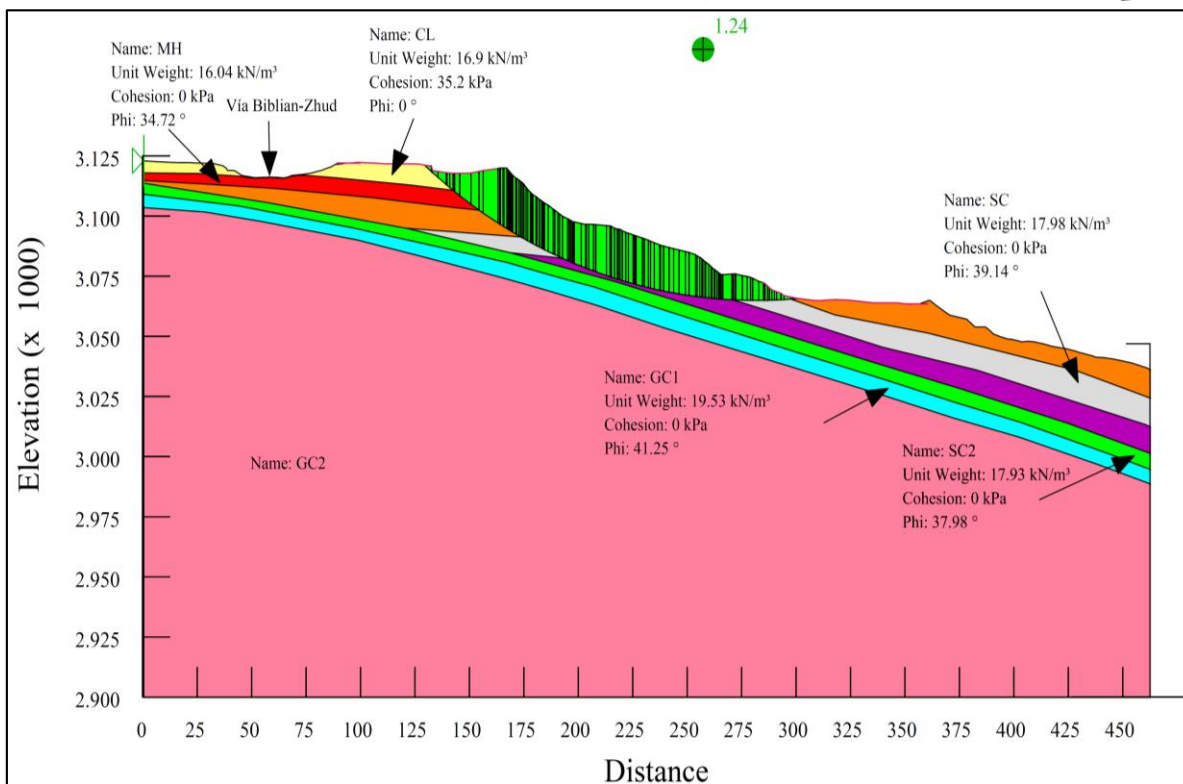


Figura 6.5 Factor de seguridad local sin sismo perfil 2 (condiciones actuales)

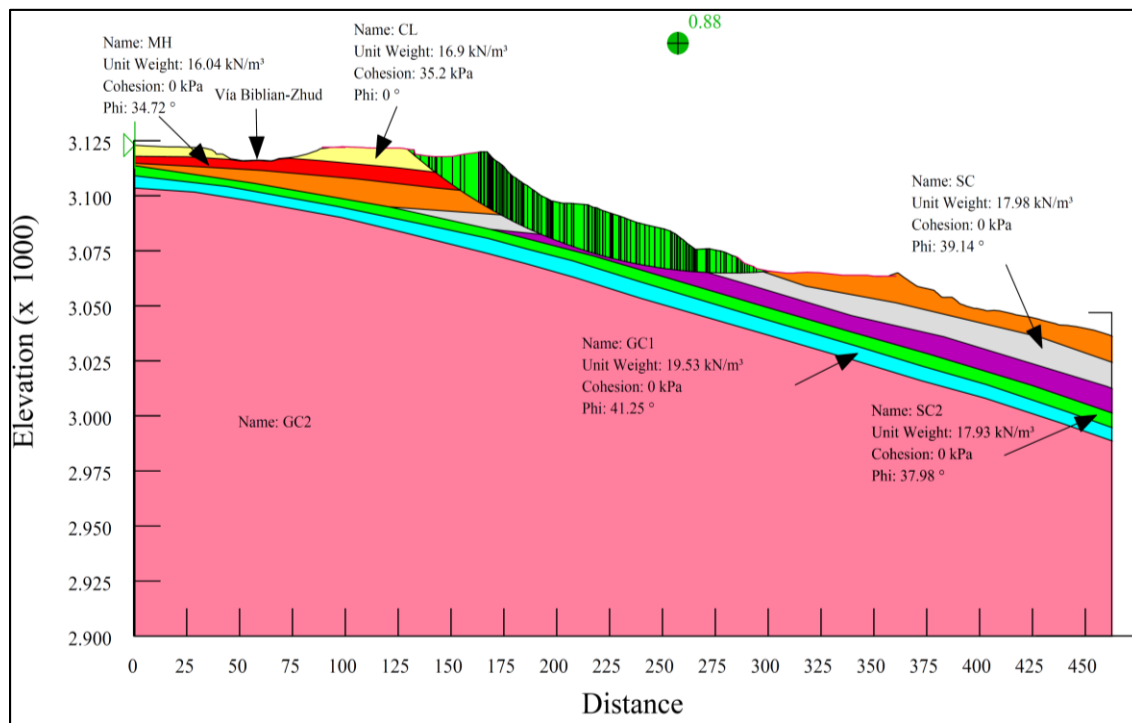


Figura 6.6 Factor de seguridad local con sismo perfil 2 (condiciones actuales)

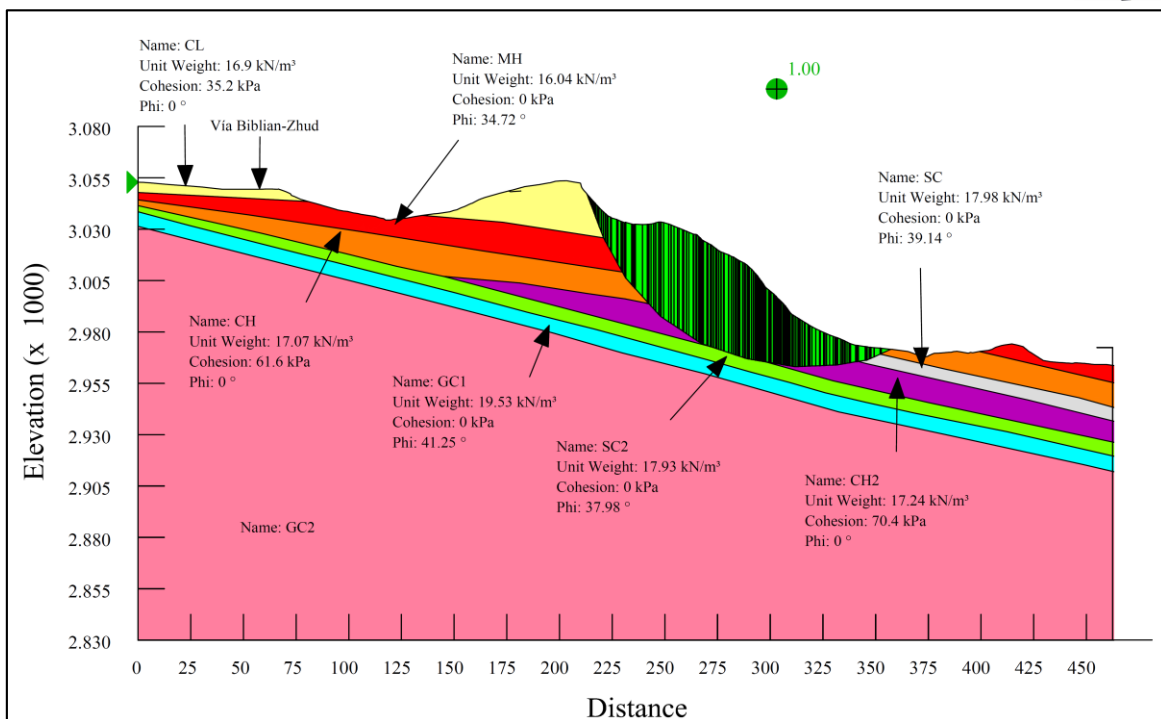


Figura 6.7 Factor de seguridad local sin sismo del perfil 3 (condiciones actuales)

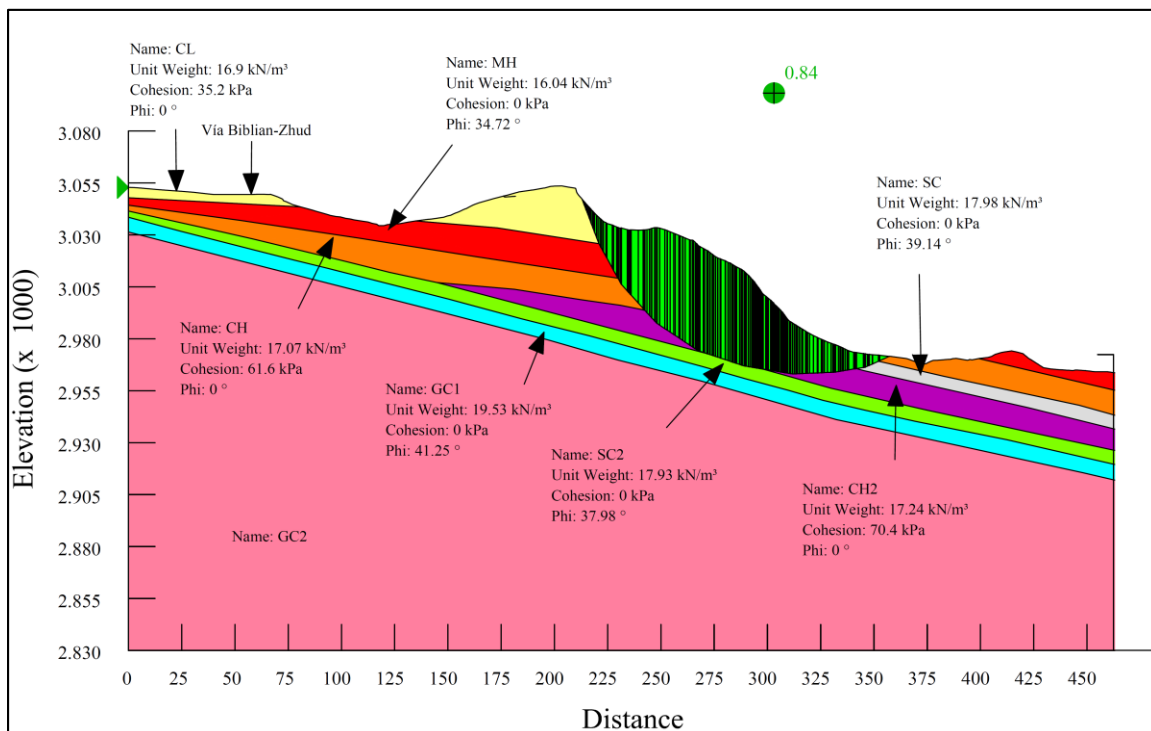


Figura 6.8 Factor de seguridad local con sismo perfil 3 (condiciones actuales)

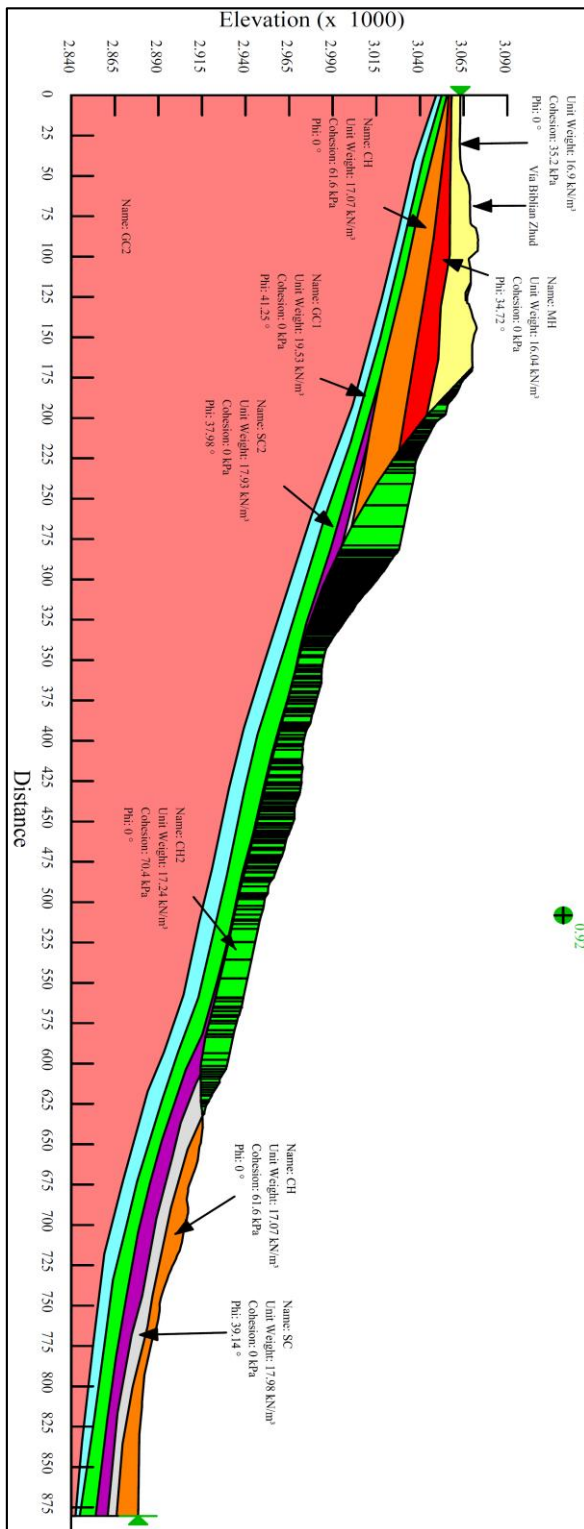


Figura 6.9 Fs global perfil 1 sin sismo (condiciones actuales).

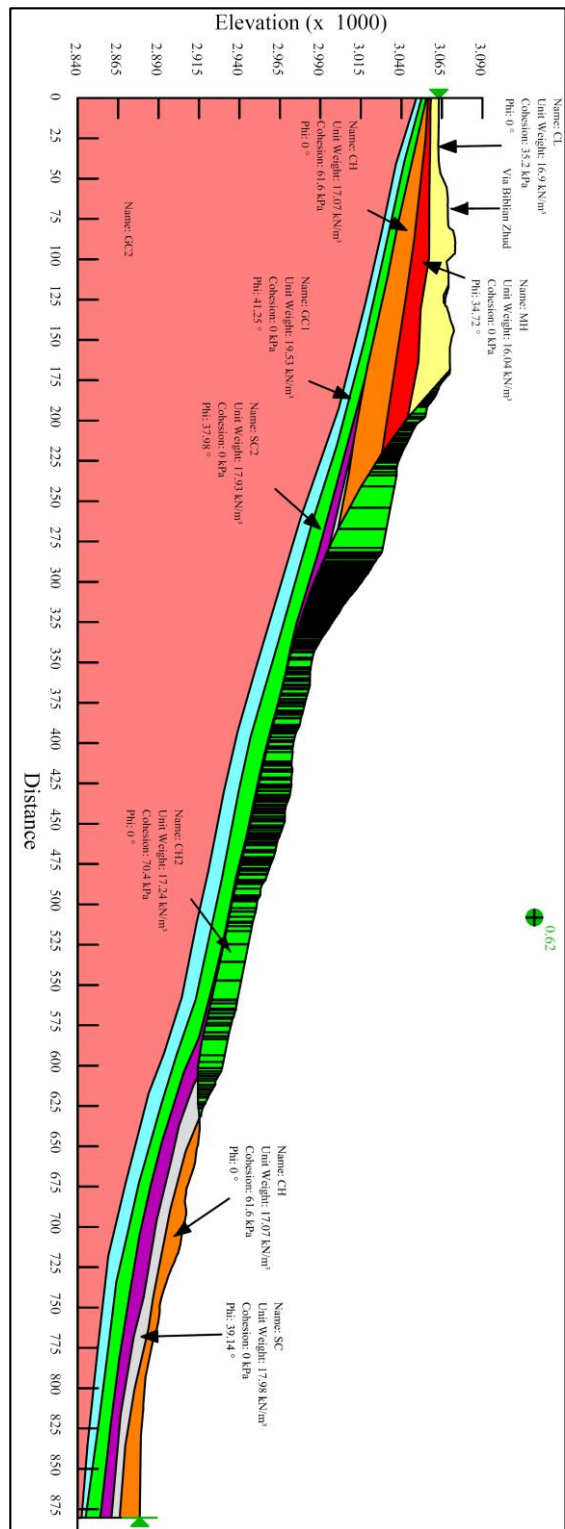


Figura 6.10 Fs global perfil 1 con sismo (condiciones actuales)

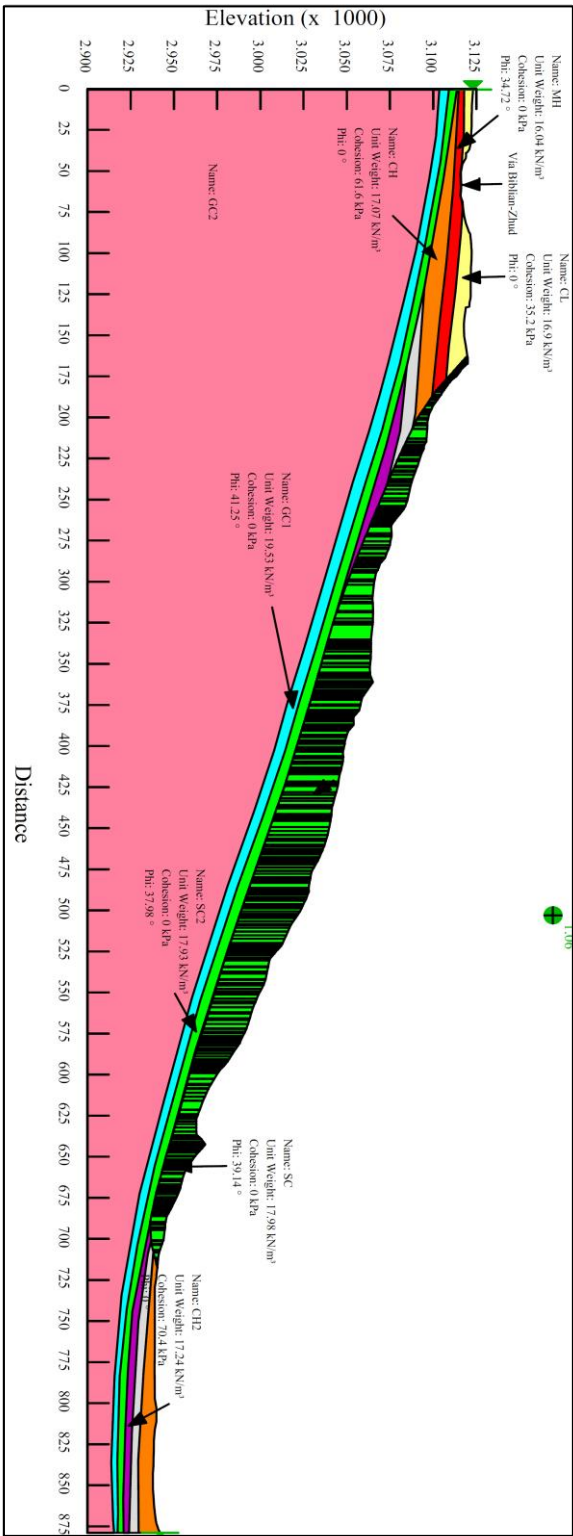


Figura 6.11 Fs global perfil 2 sin sismo (condiciones actuales)

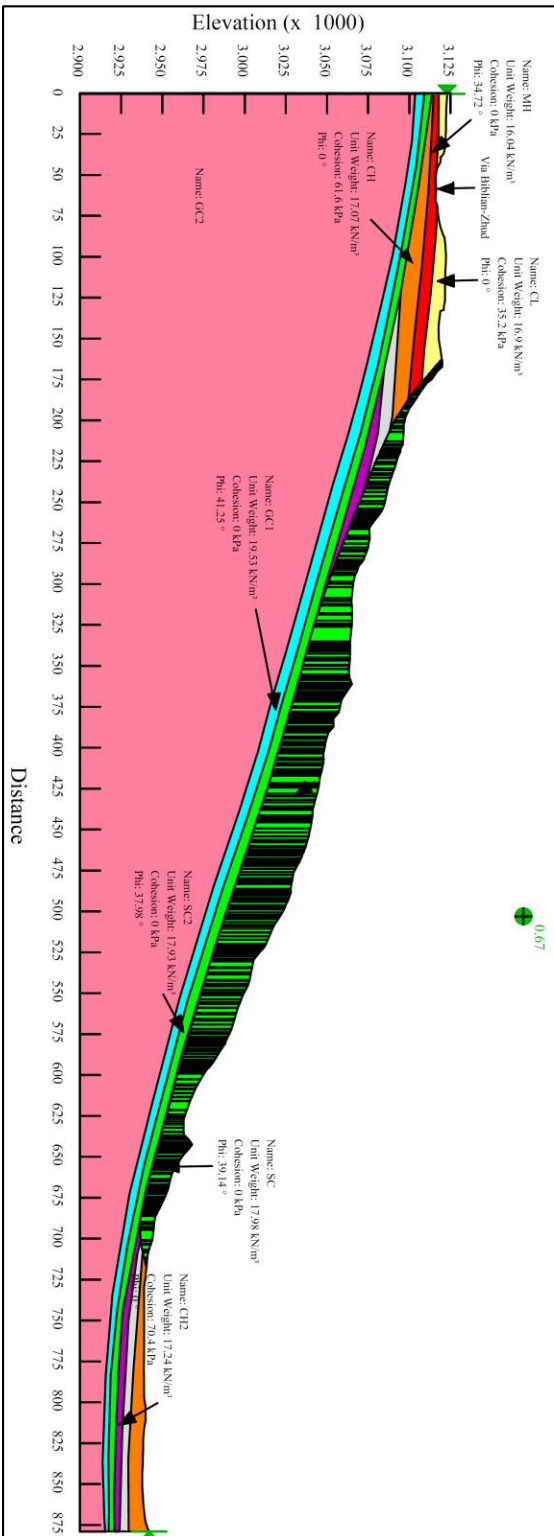


Figura 6.12 Fs global perfil 2 con sismo (condiciones actuales).

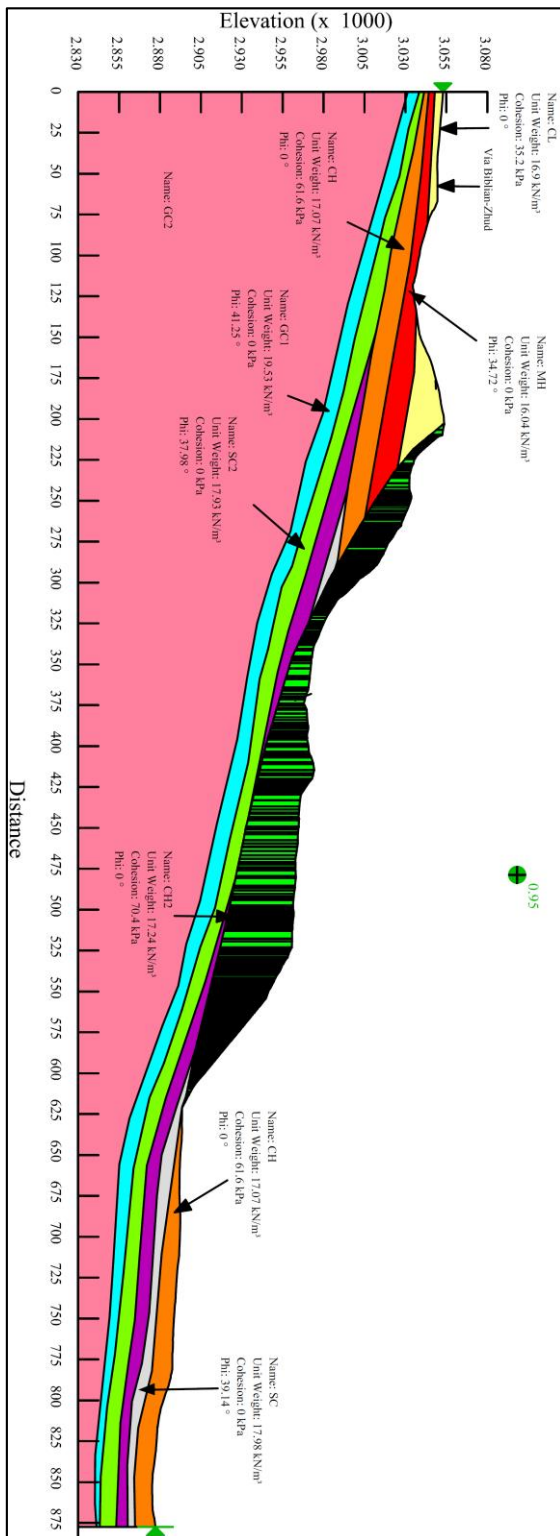


Figura 6.13 Fs global perfil 3 sin sismo (condiciones actuales)

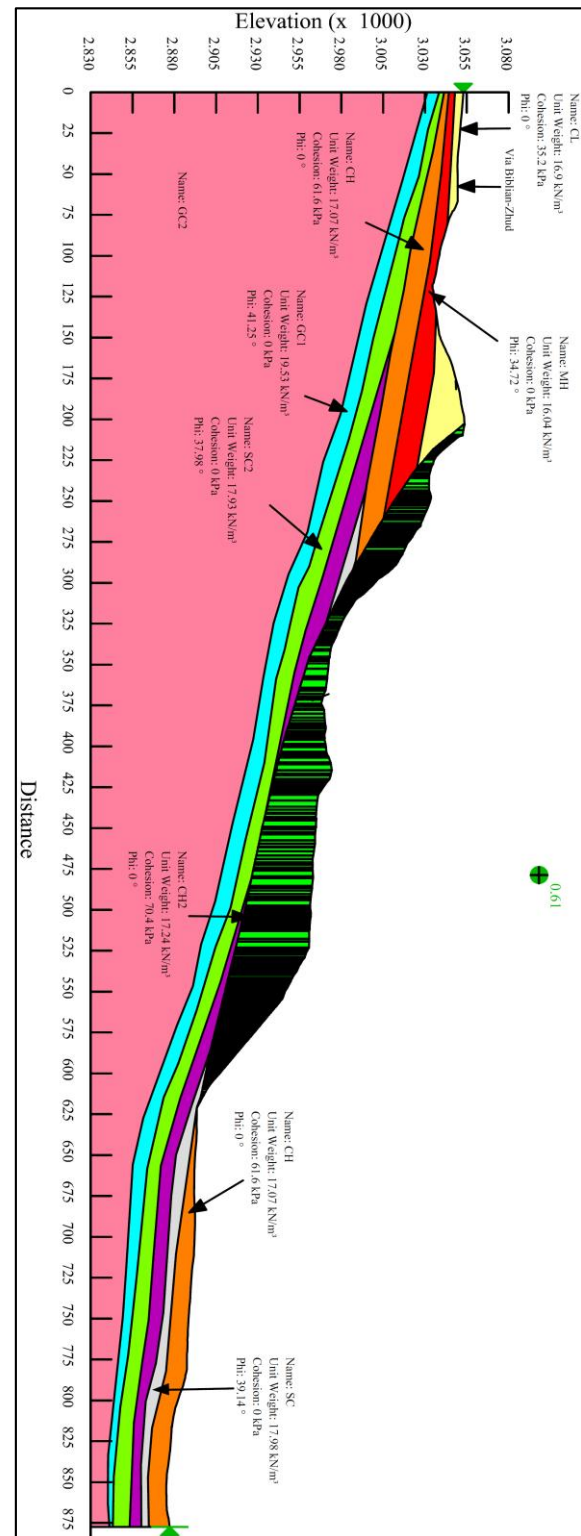


Figura 6.14 Fs global perfil 3 con sismo (condiciones actuales).

Anexo 6. Factores de seguridad con las alternativas planteadas

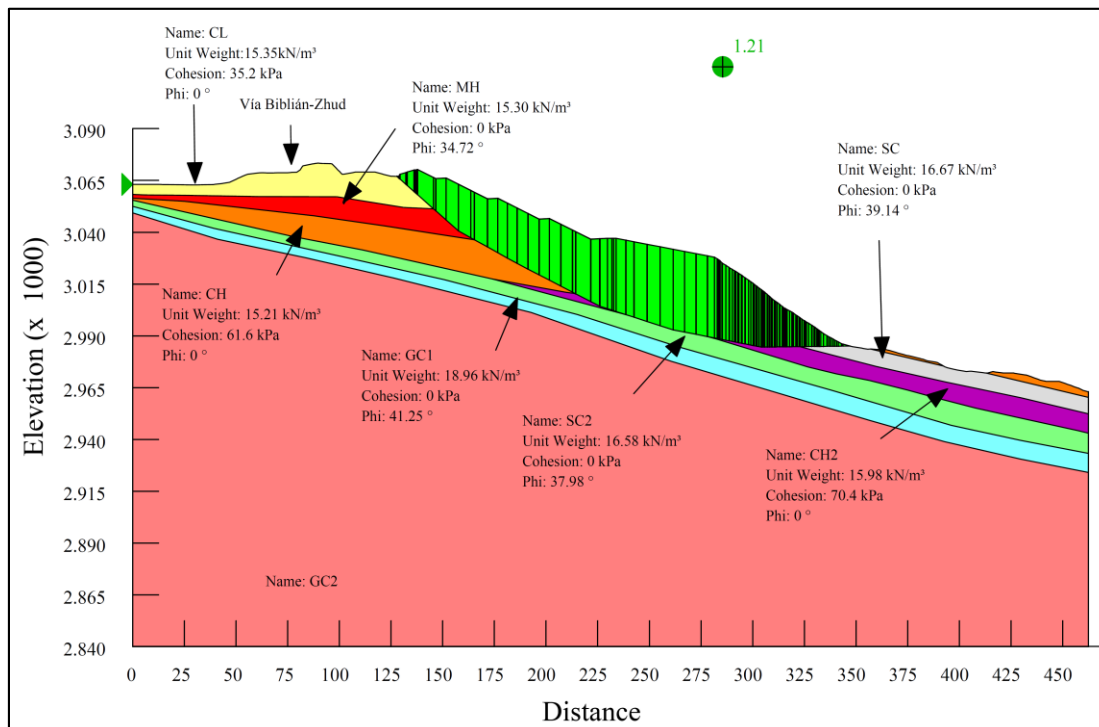


Figura 6.15 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 1)

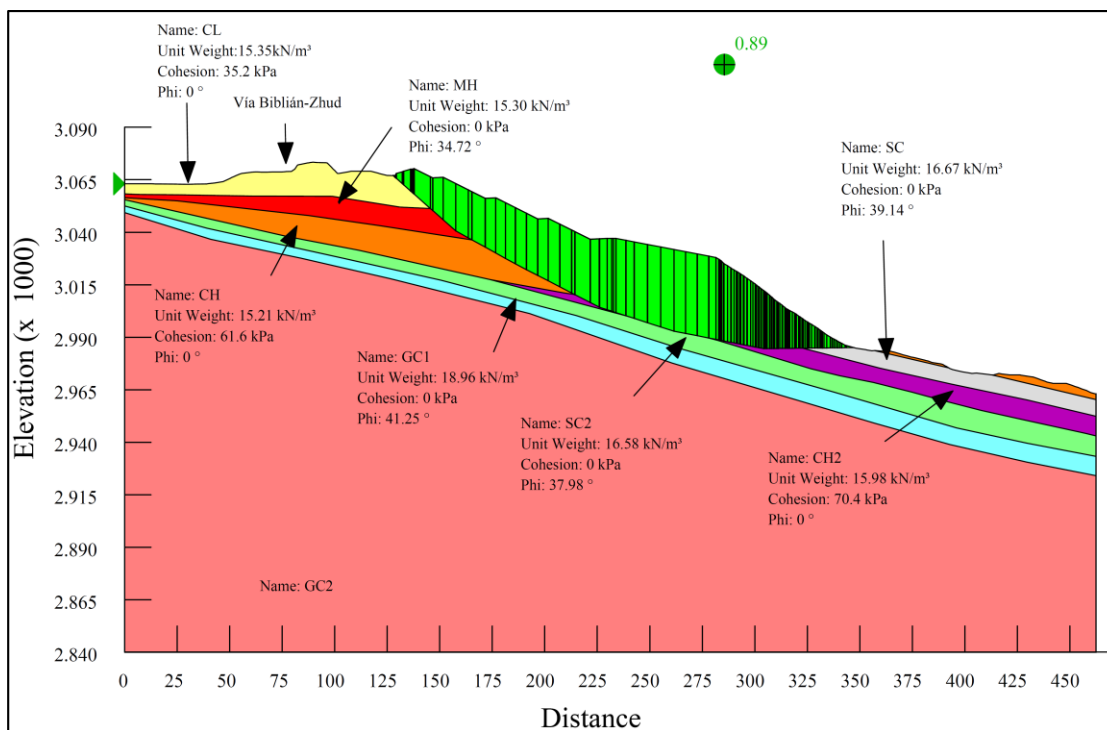


Figura 6.16 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 1)

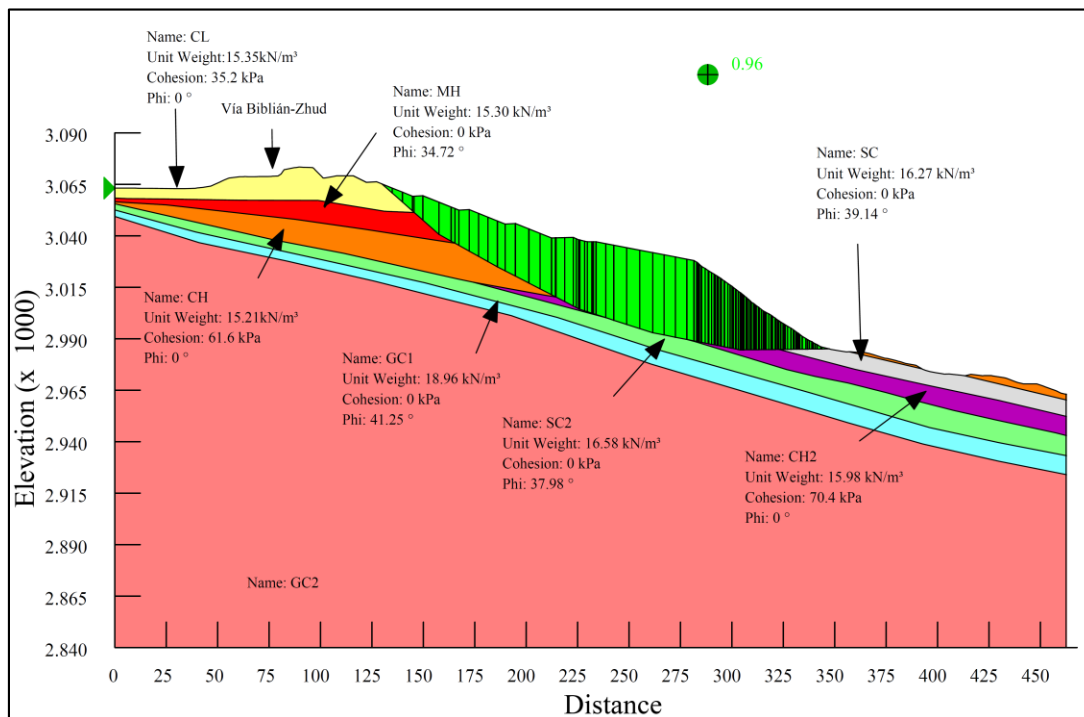


Figura 6.17 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 2)

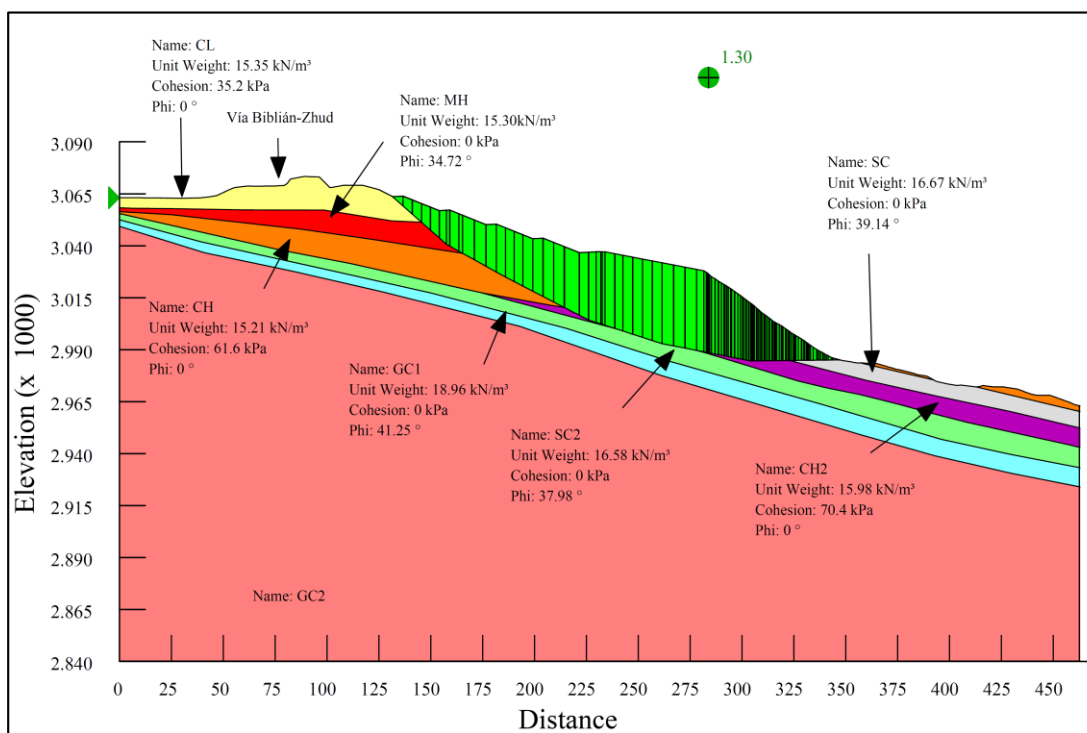


Figura 6.18 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 3)

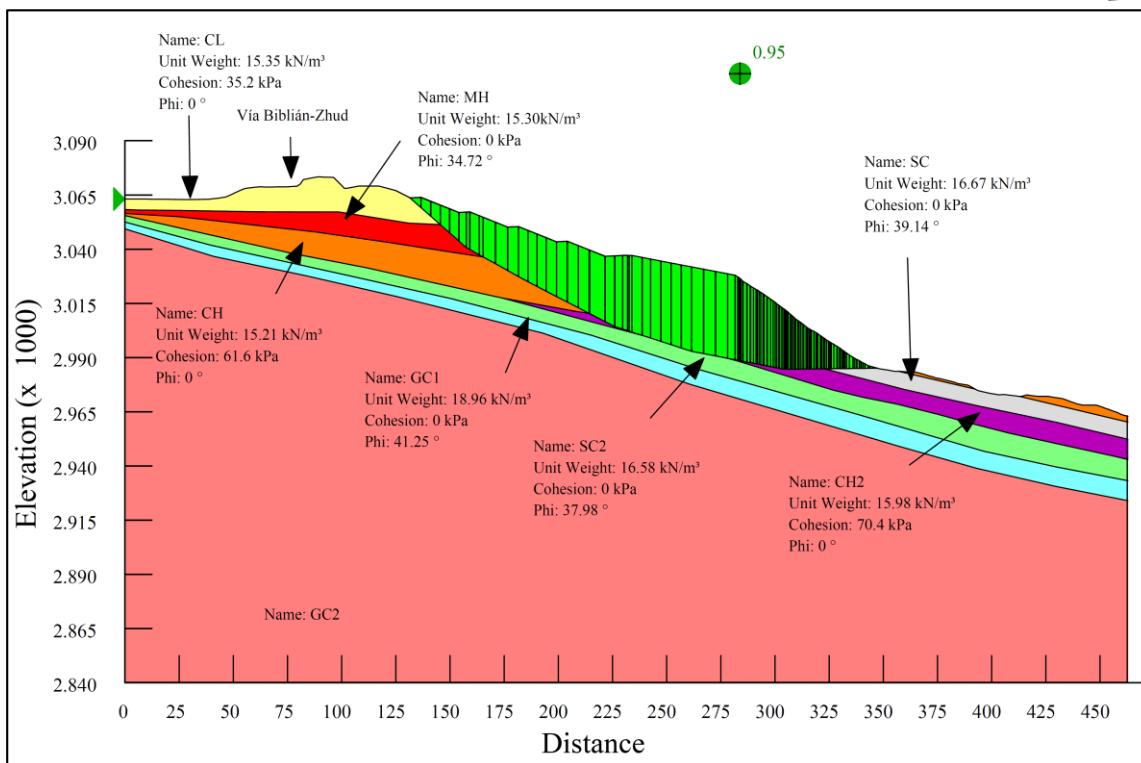


Figura 6.19 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 3)

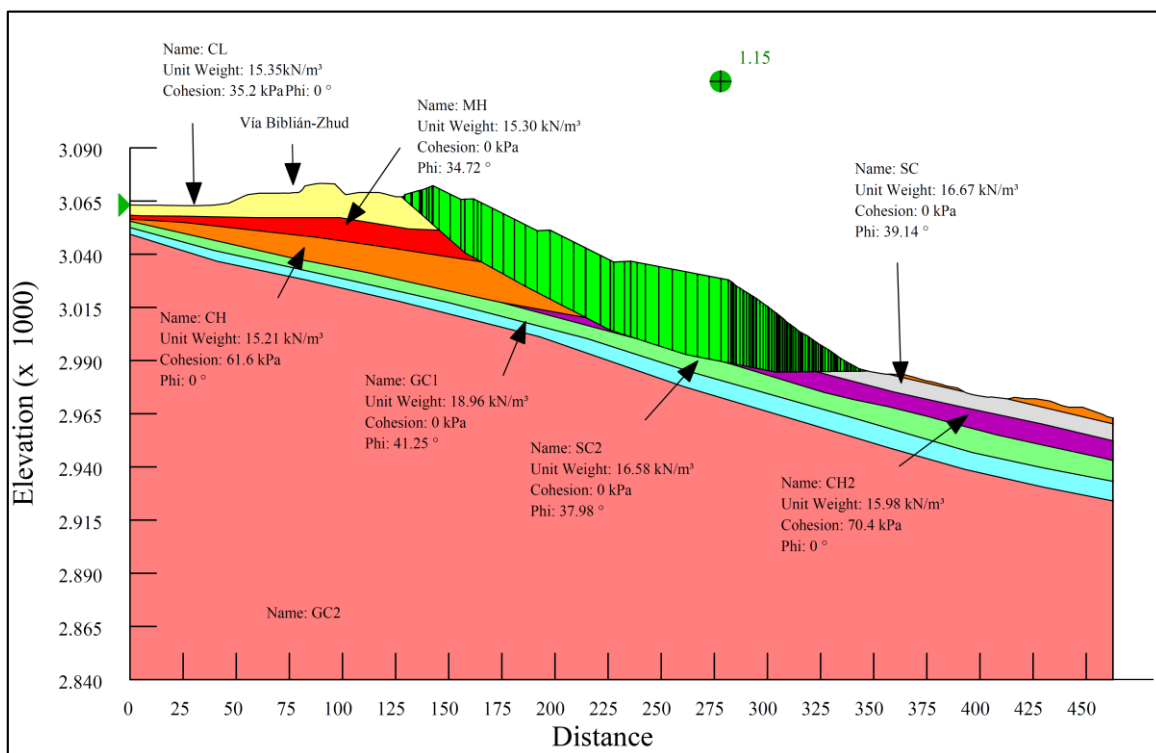


Figura 6.20 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 4)

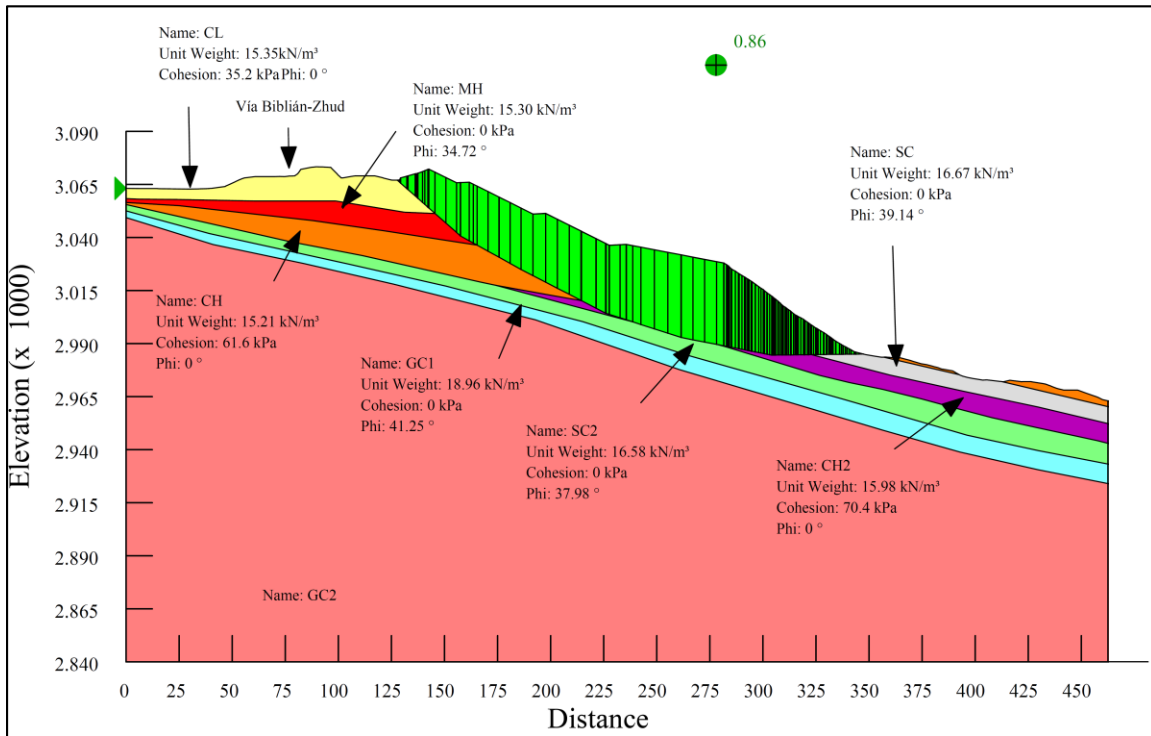


Figura 6.21 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 4)

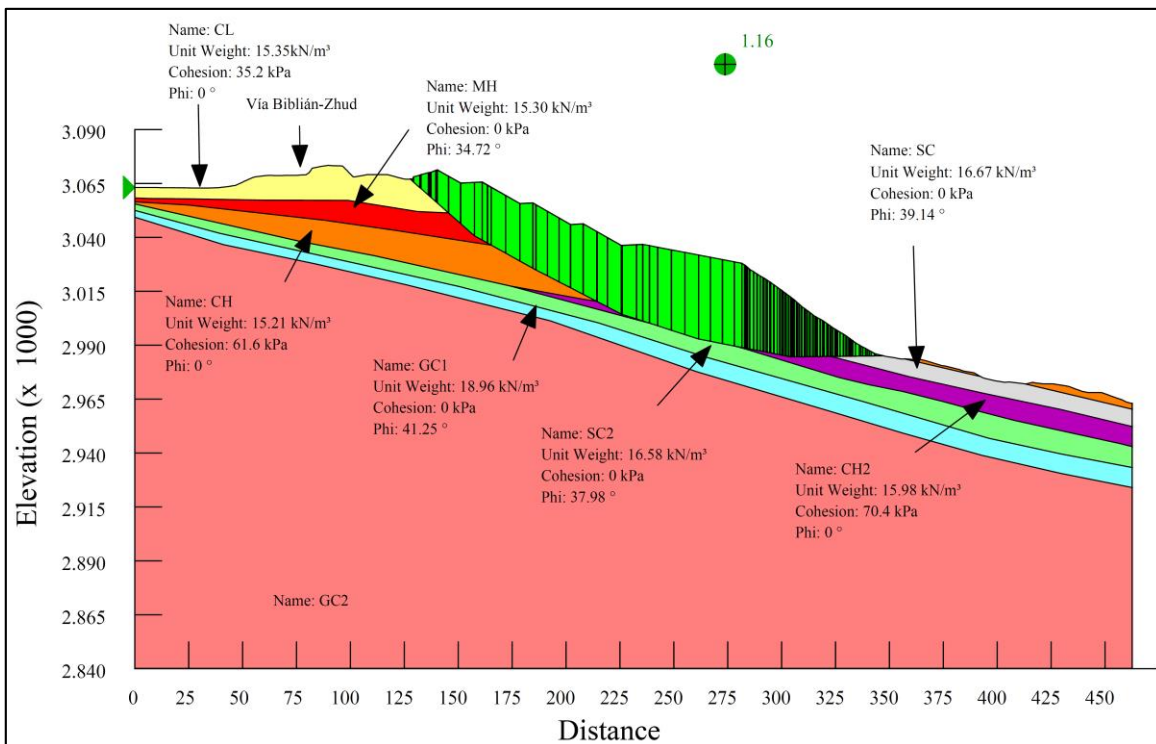


Figura 6.22 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 5)

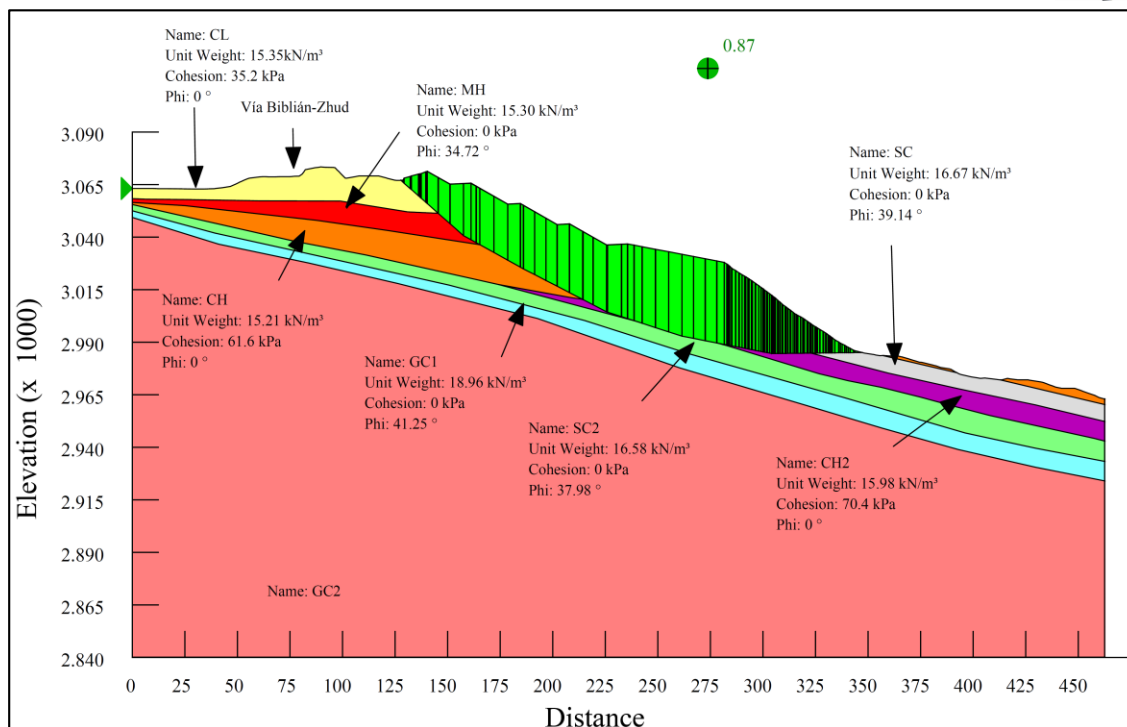


Figura 6.23 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 5)

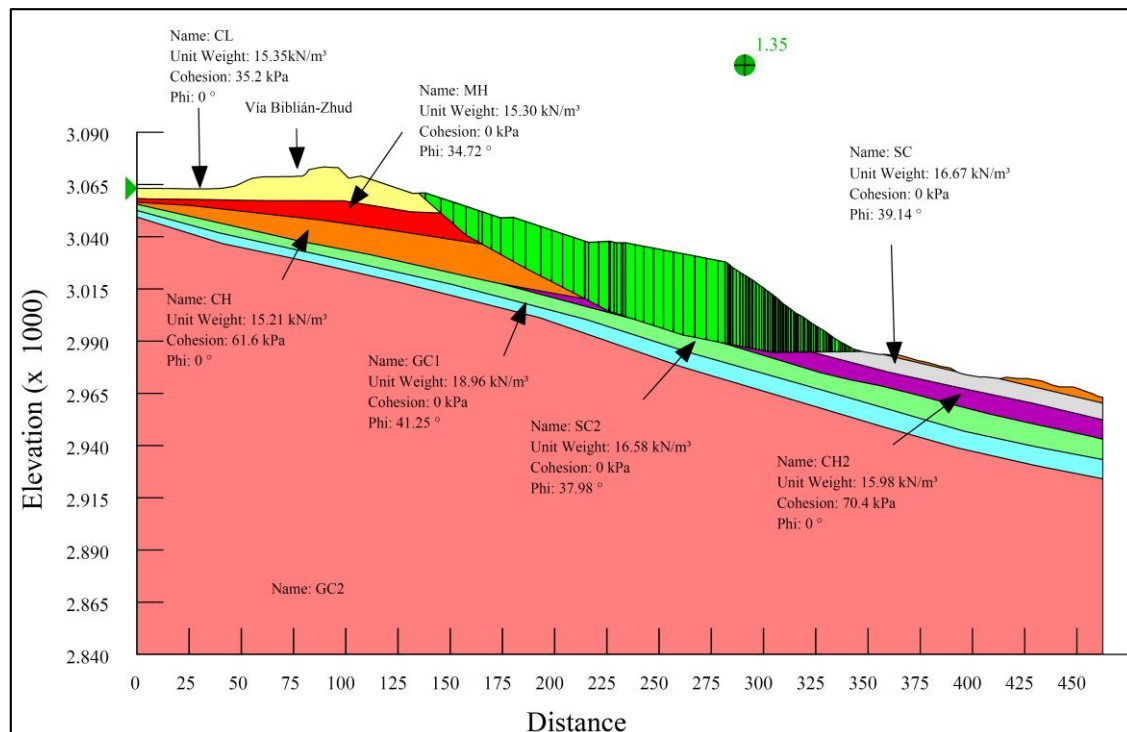


Figura 6.24 Factor de seguridad sin sismo del perfil 1 (alternativa 6)

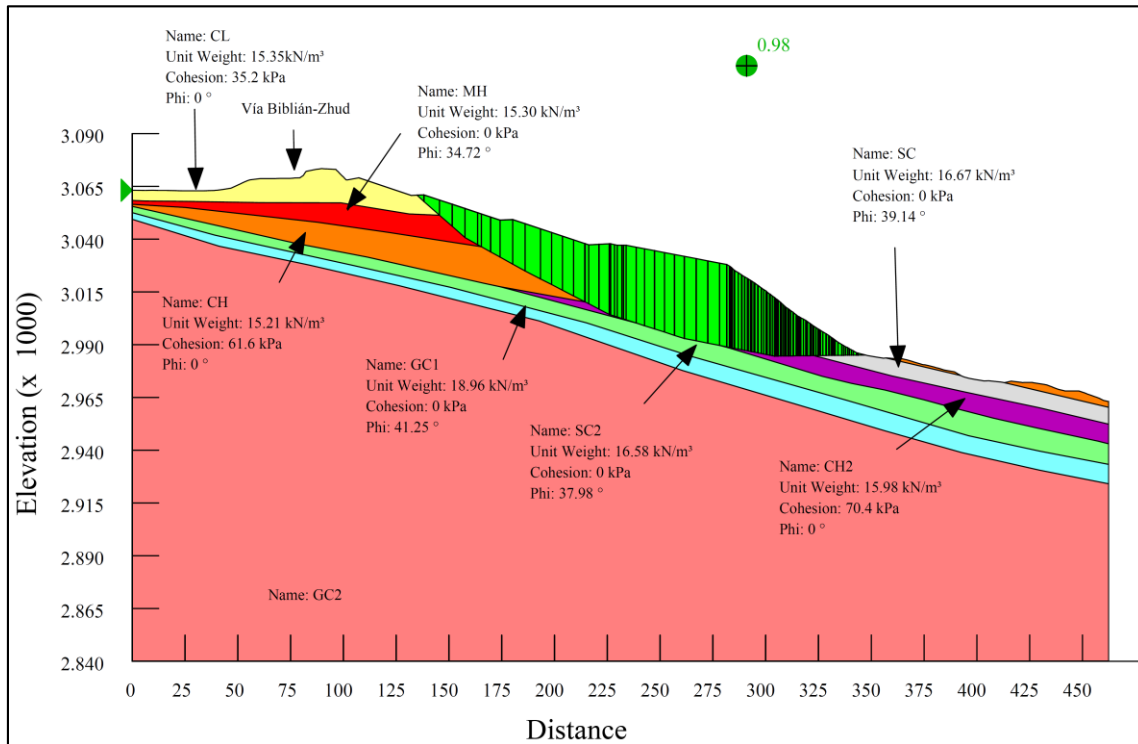


Figura 6.25 Factor de seguridad con sismo del perfil 1 (alternativa 6)

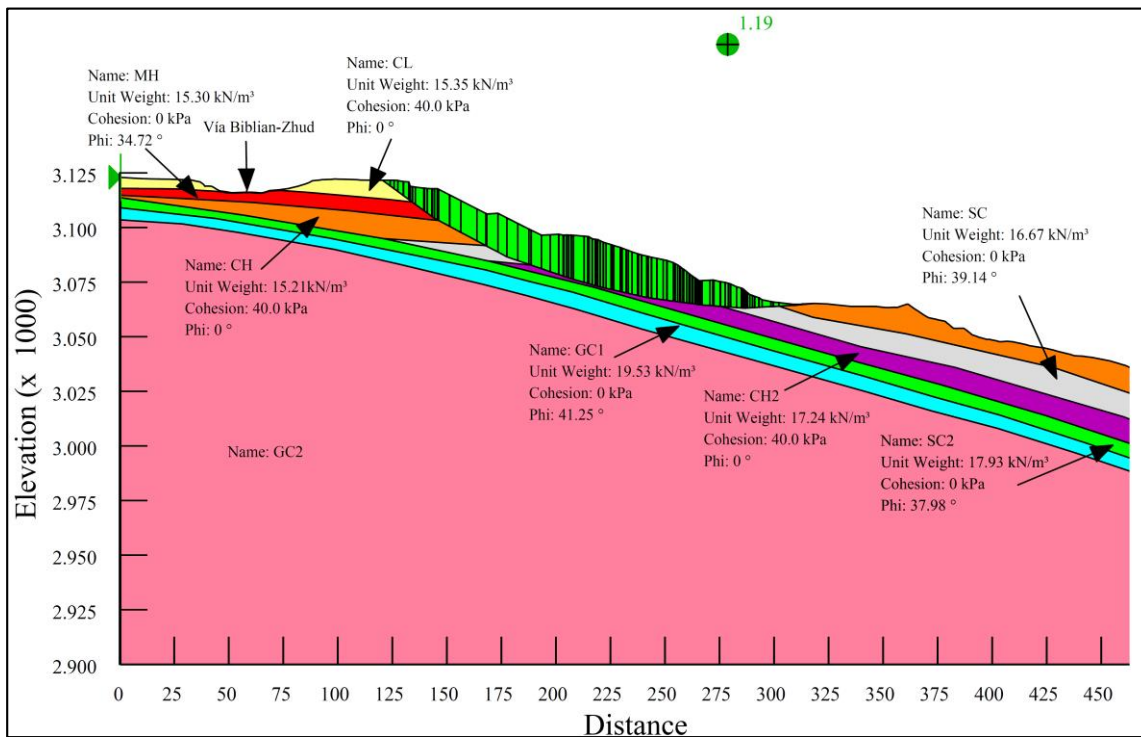


Figura 6.26 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 1)

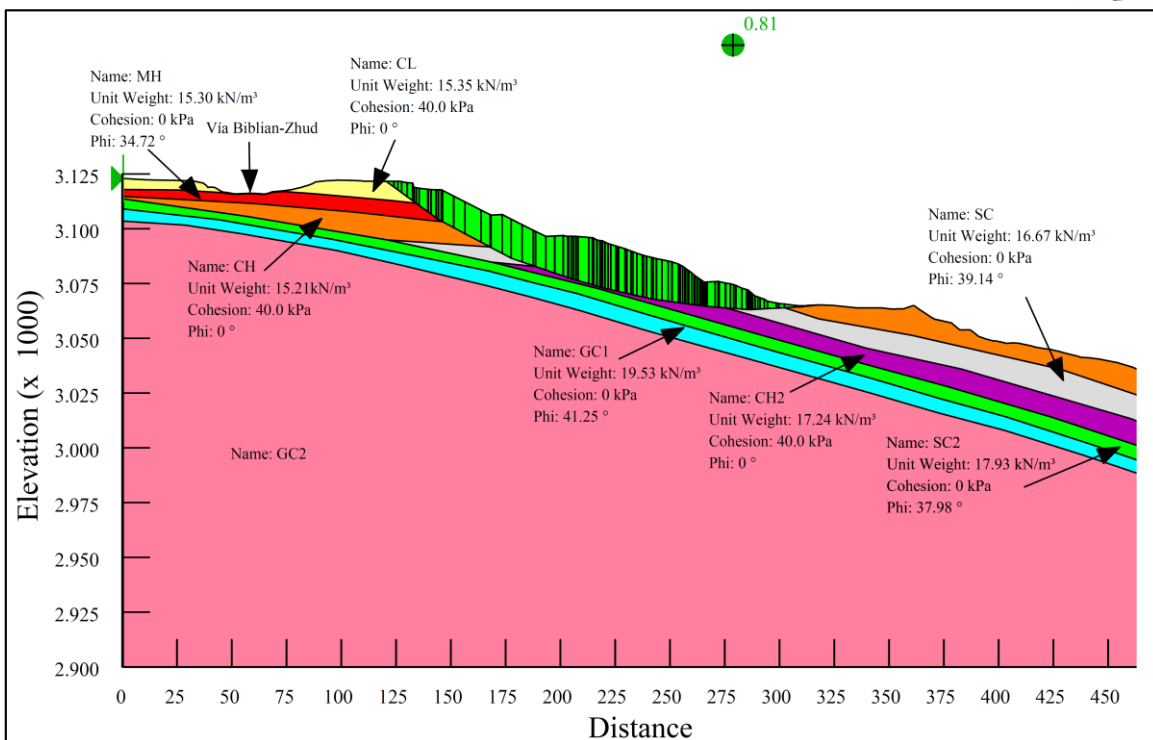


Figura 6.27 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 1)

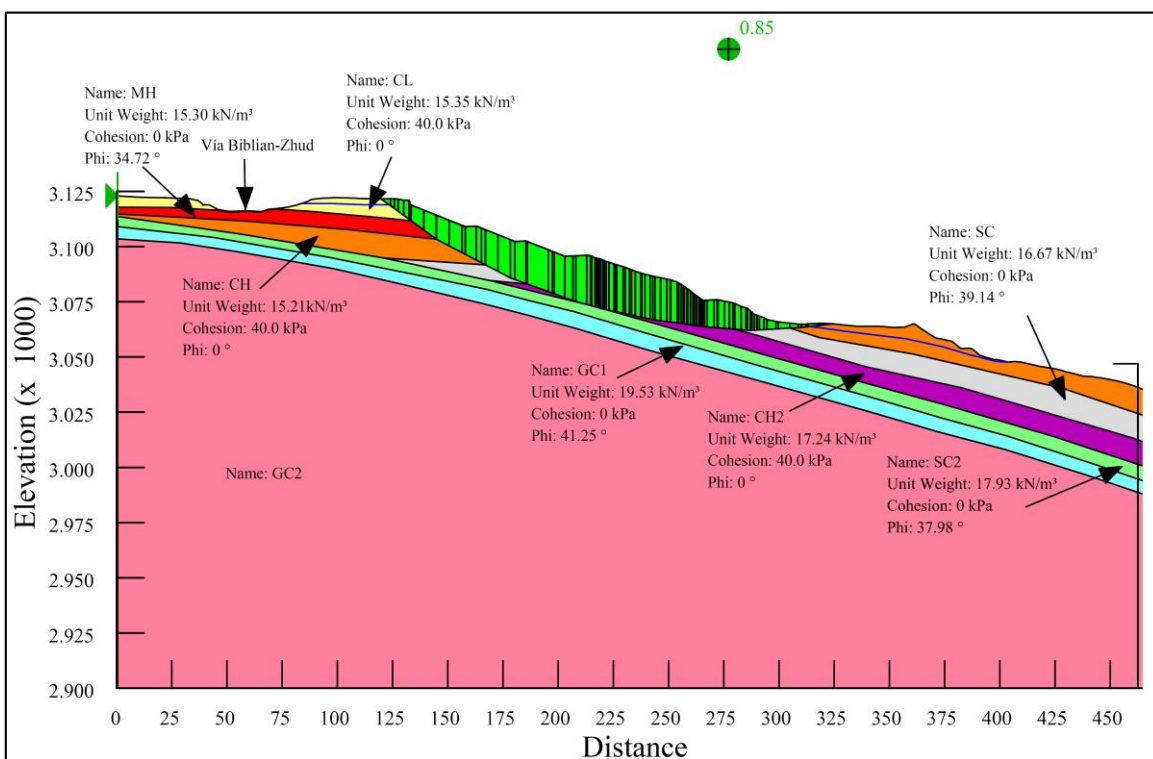


Figura 6.28 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 2)

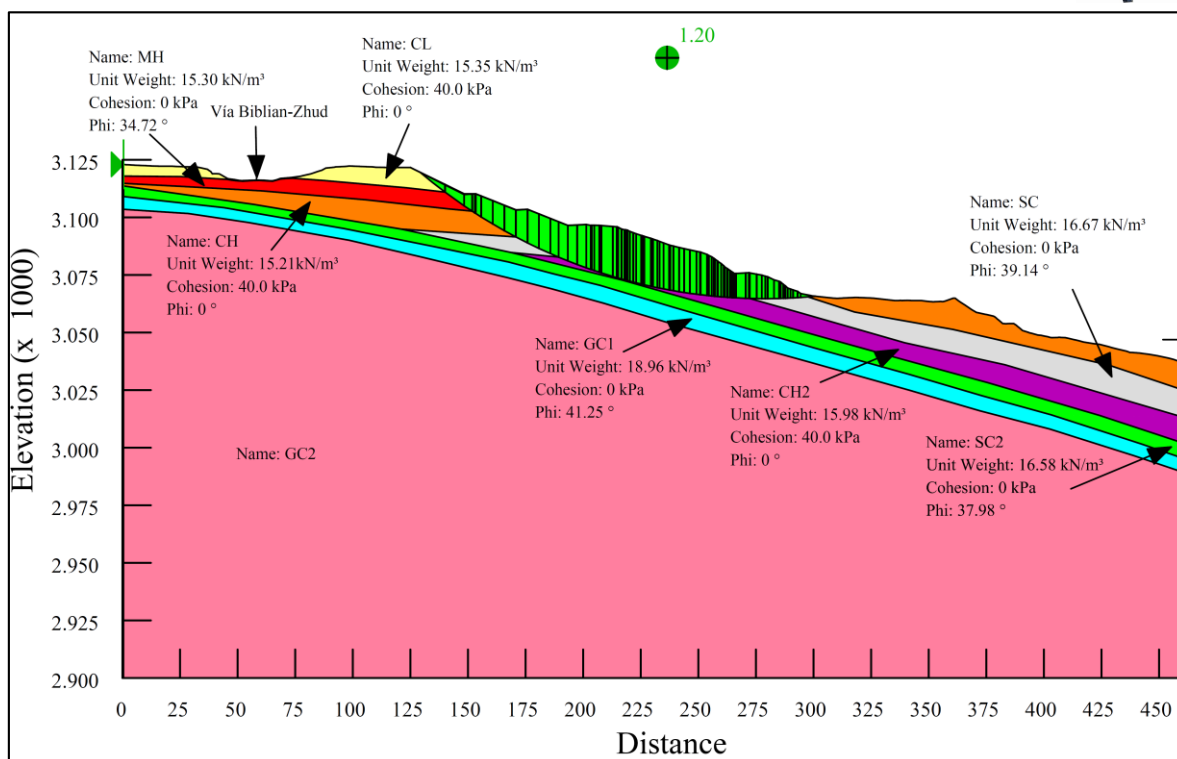


Figura 6.29 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 3)

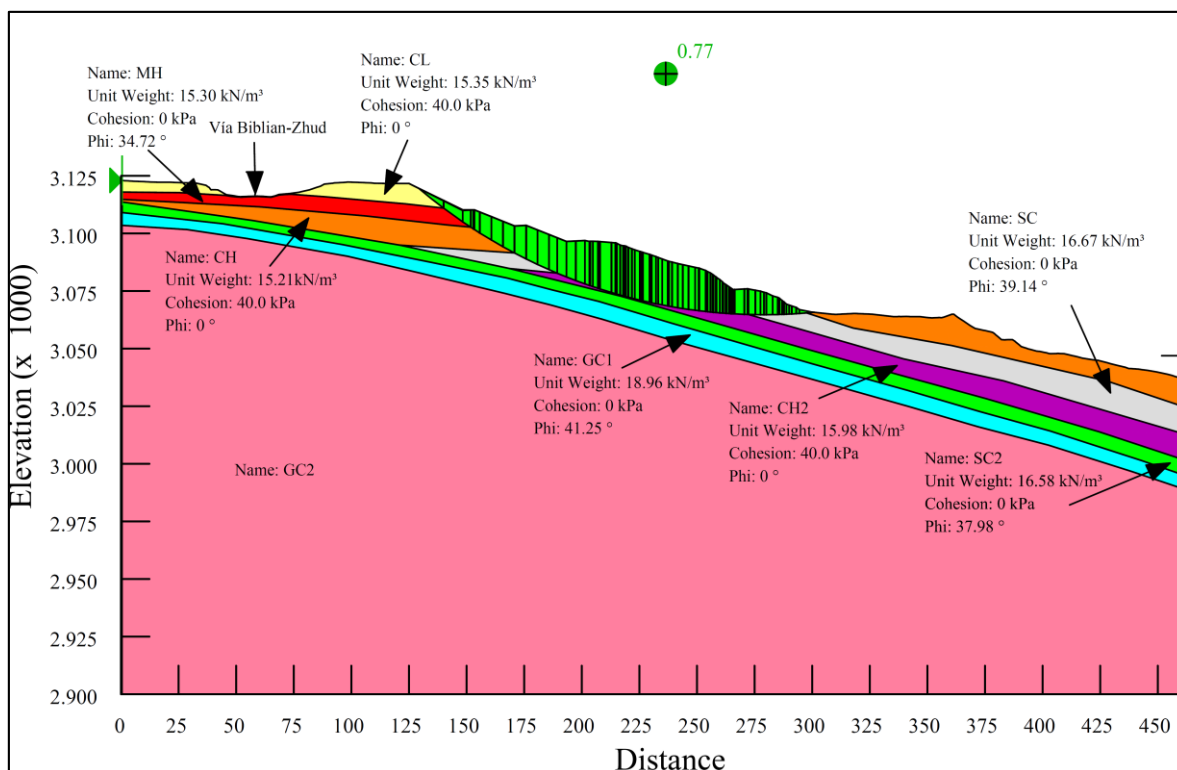


Figura 6.30 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 3)

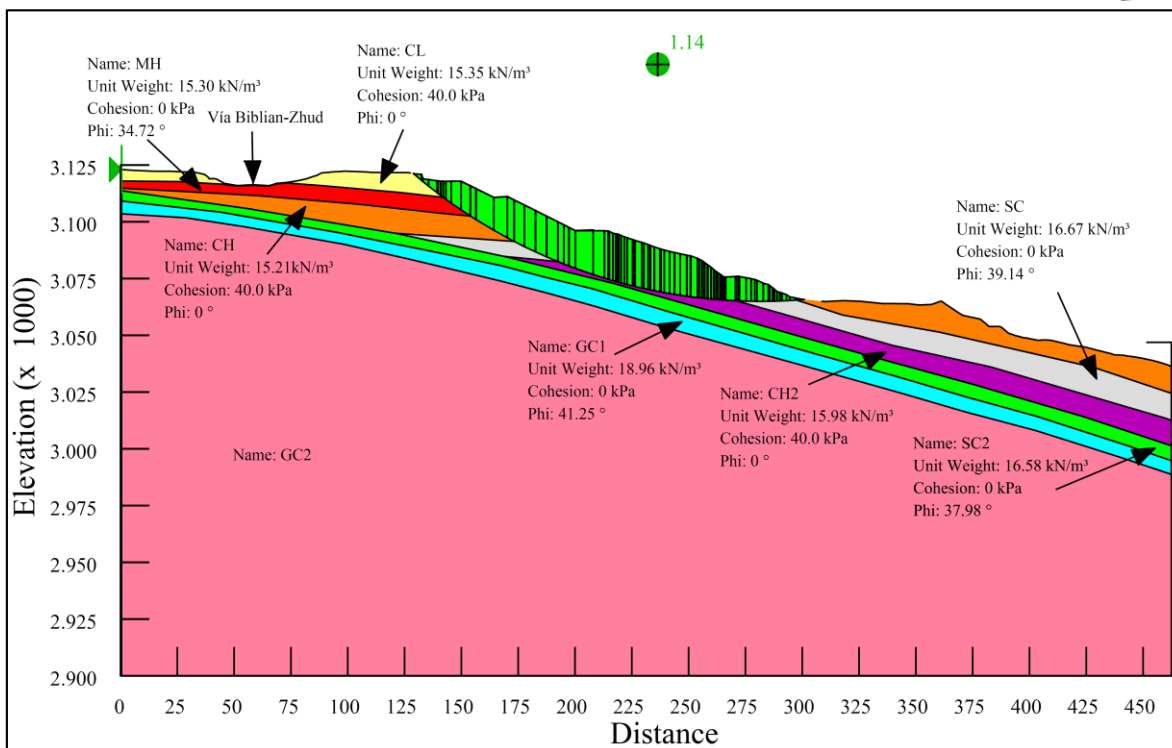


Figura 6.31 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 4)

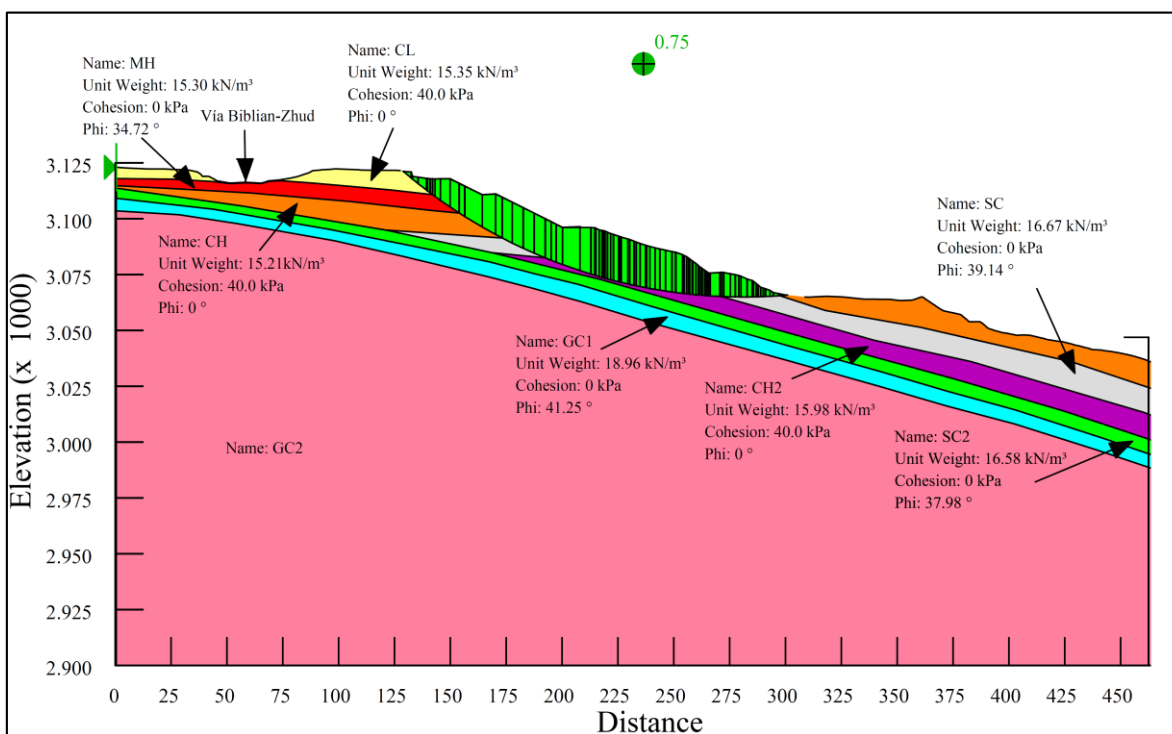


Figura 6.32 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 4)

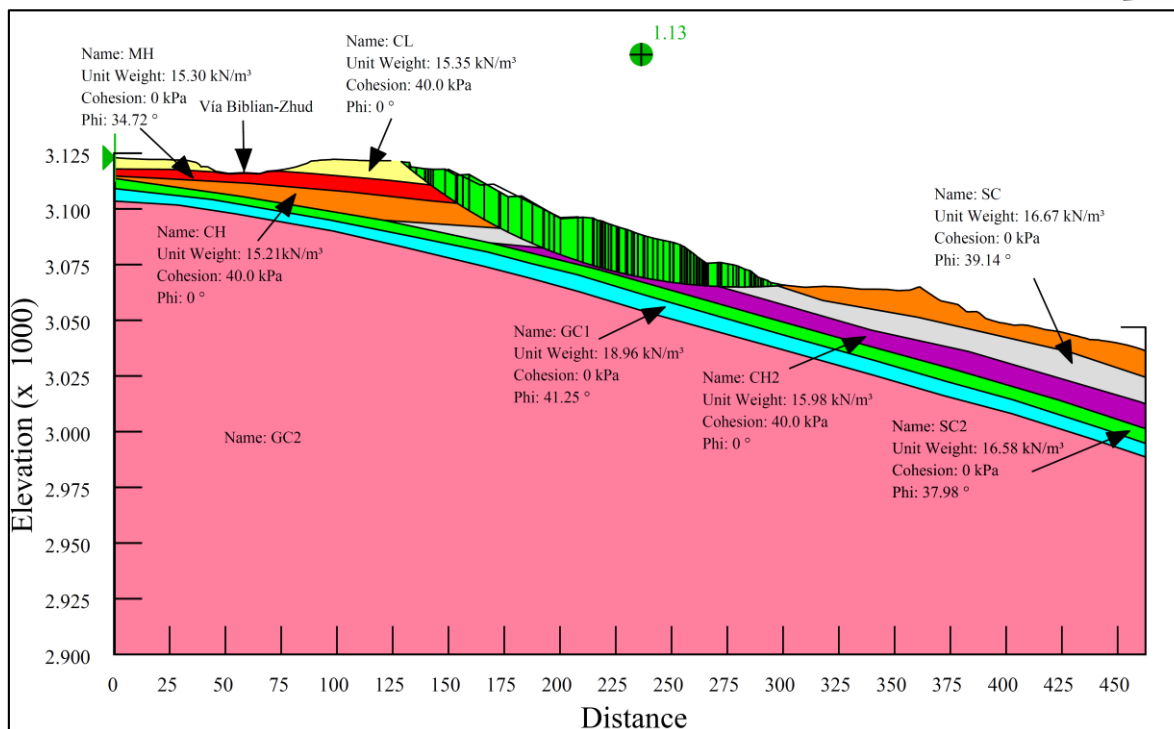


Figura 6.33 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 5)

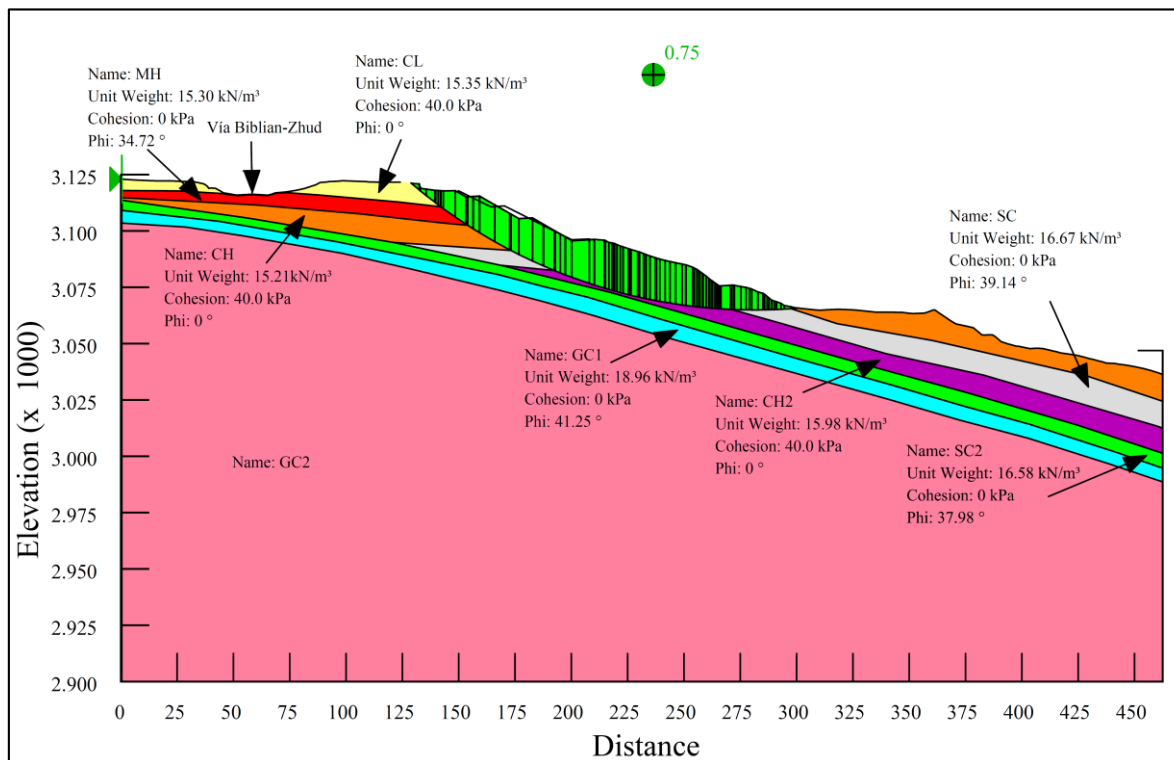


Figura 6.34 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 5)

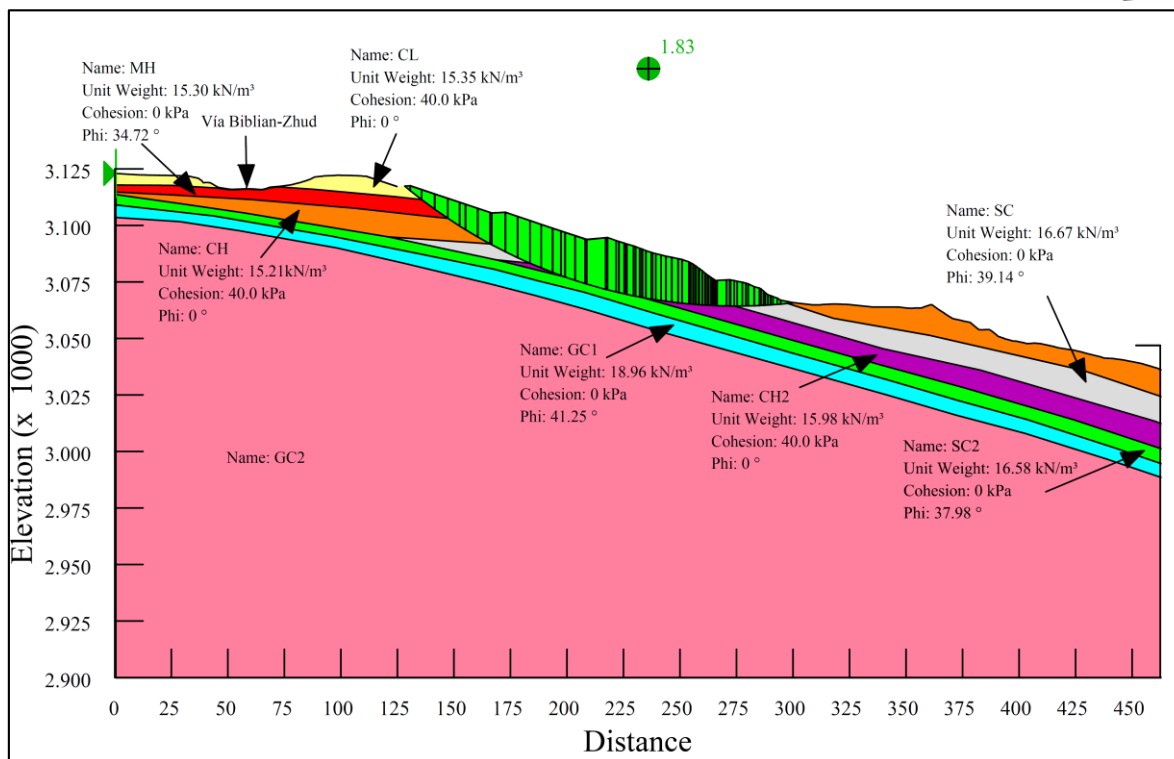


Figura 6.35 Factor de seguridad sin sismo del perfil 2 (alternativa 6)

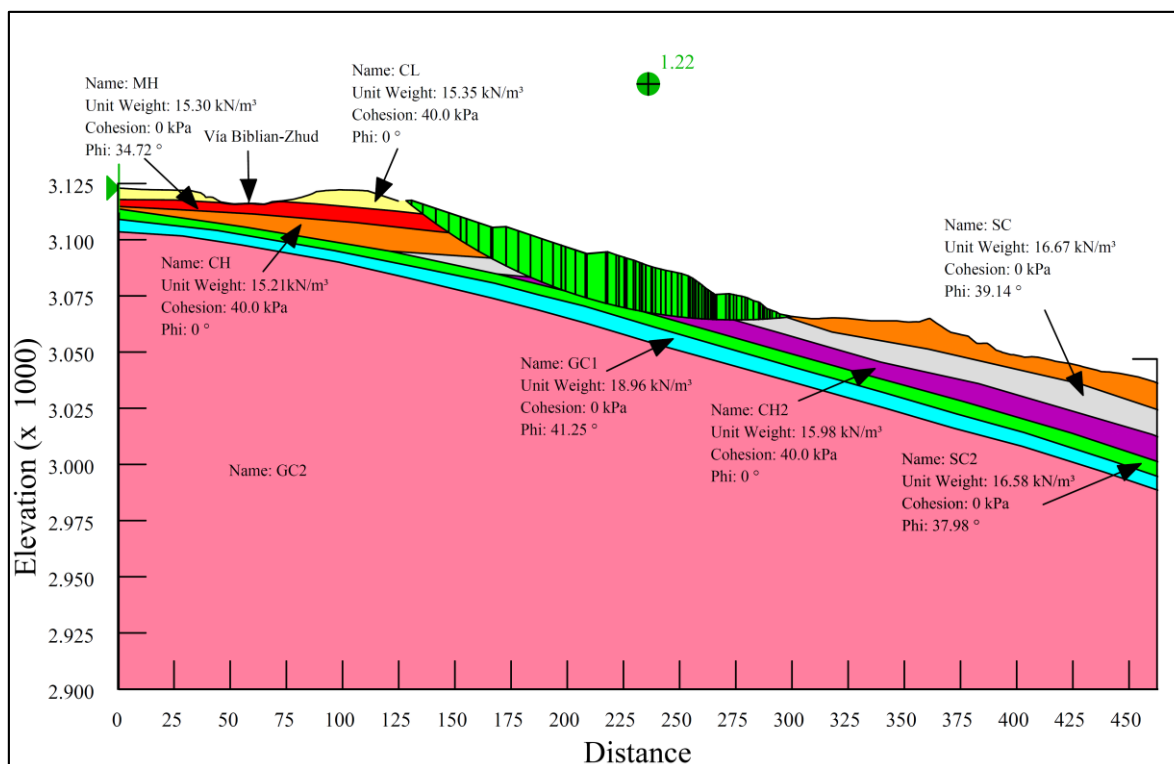


Figura 6.36 Factor de seguridad con sismo del perfil 2 (alternativa 6)

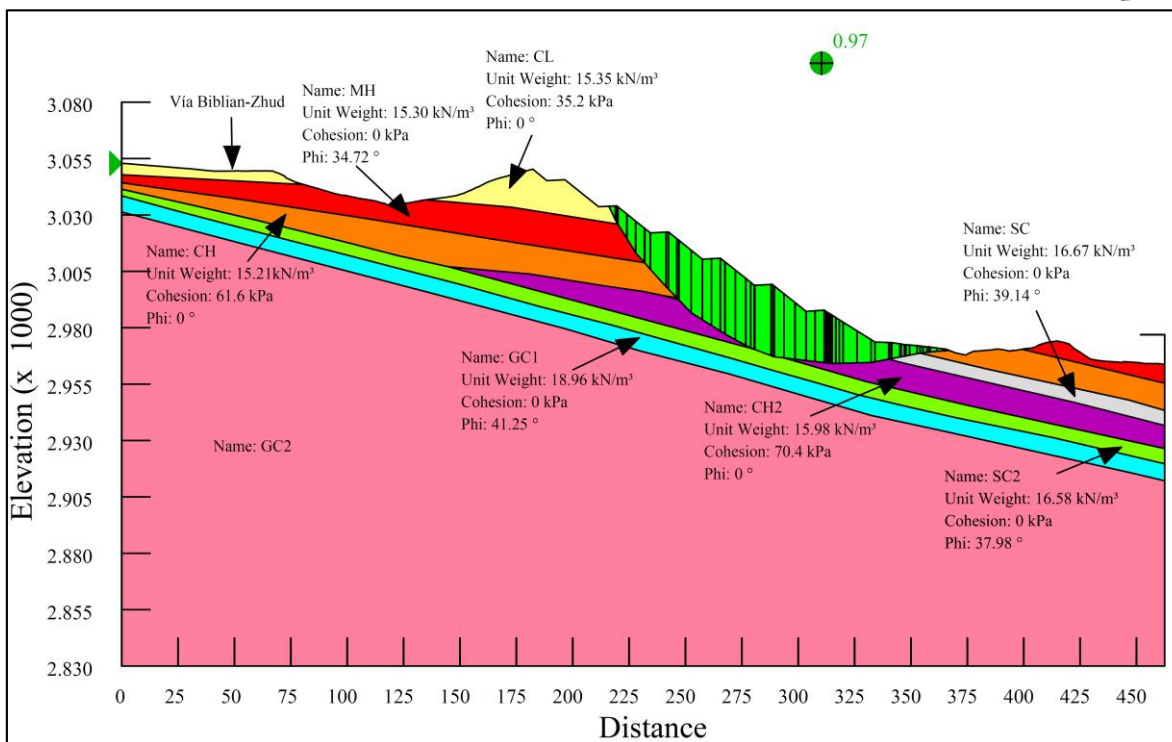


Figura 6.37 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 1)

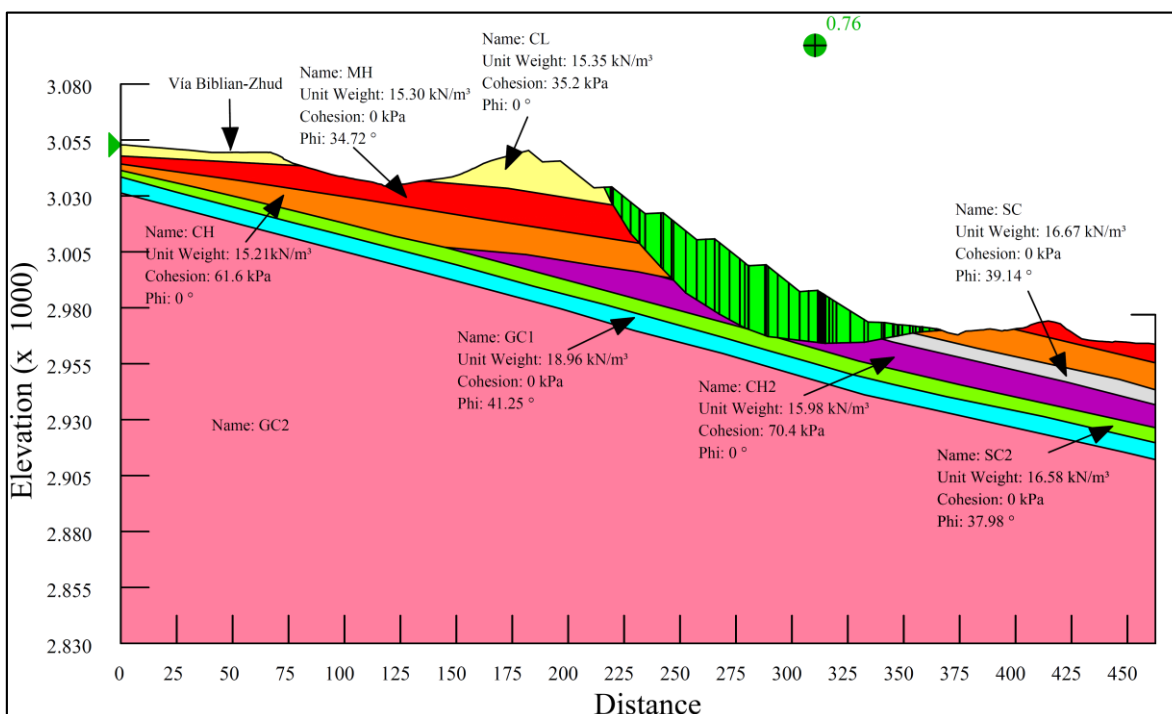


Figura 6.38 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 1)

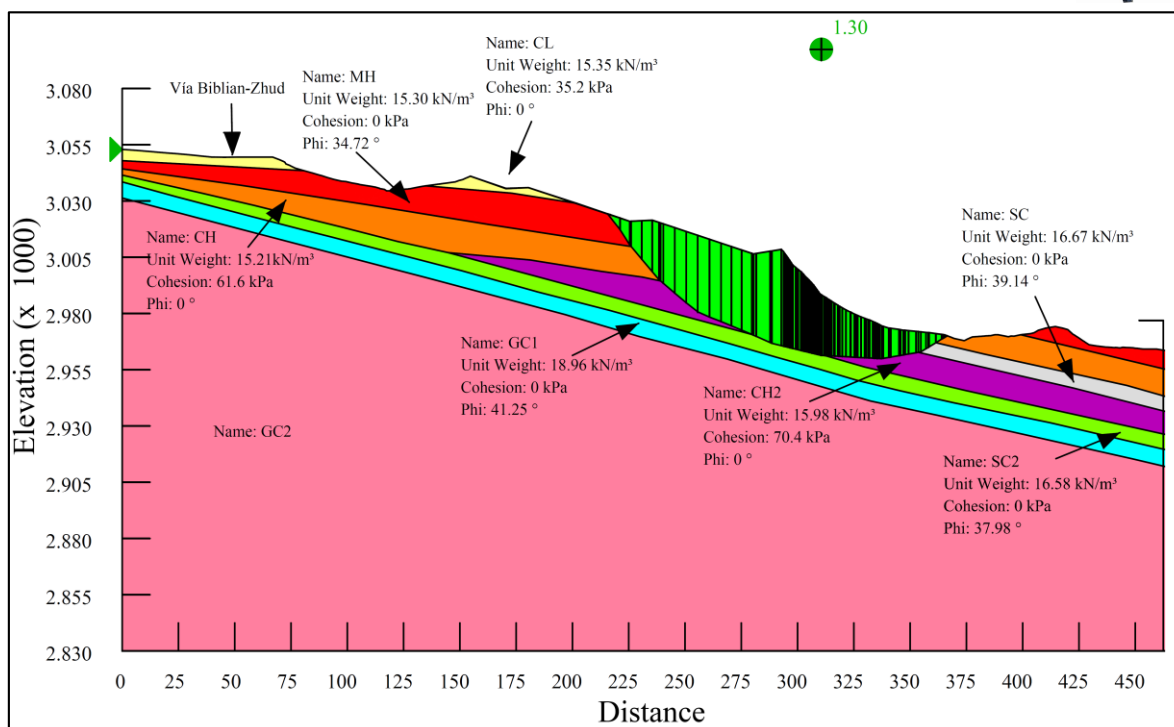


Figura 6.39 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 2)

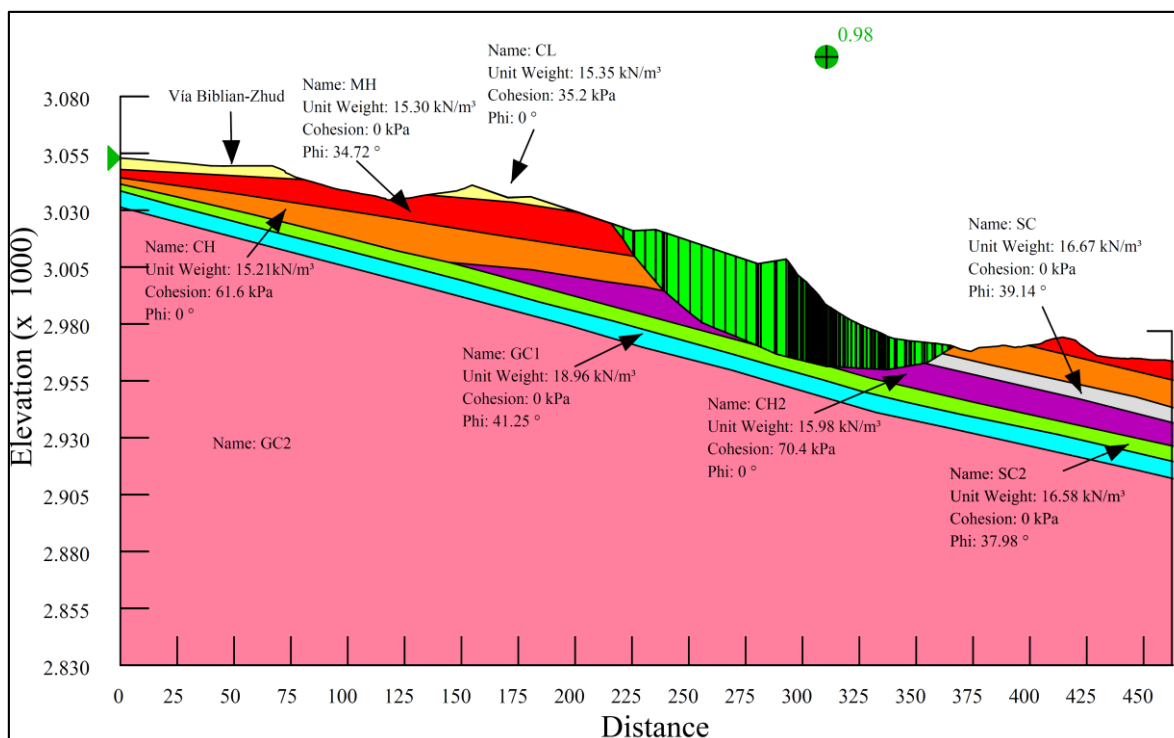


Figura 6.40 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 2)

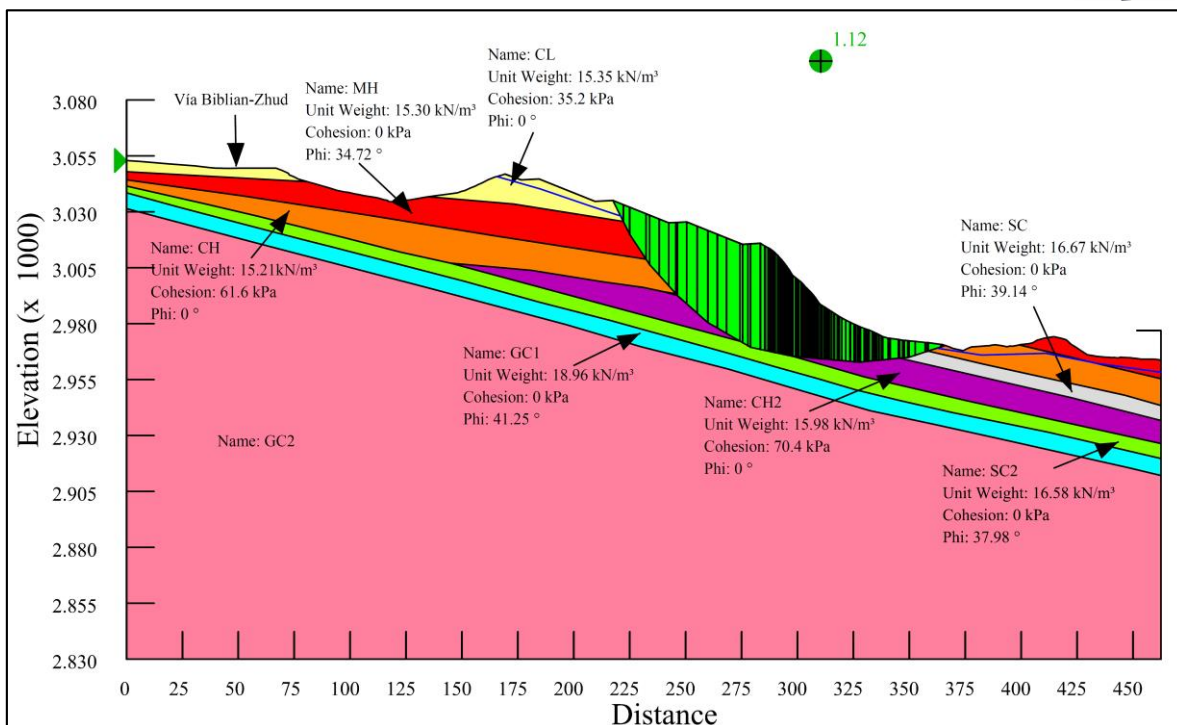


Figura 6.41 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 3)

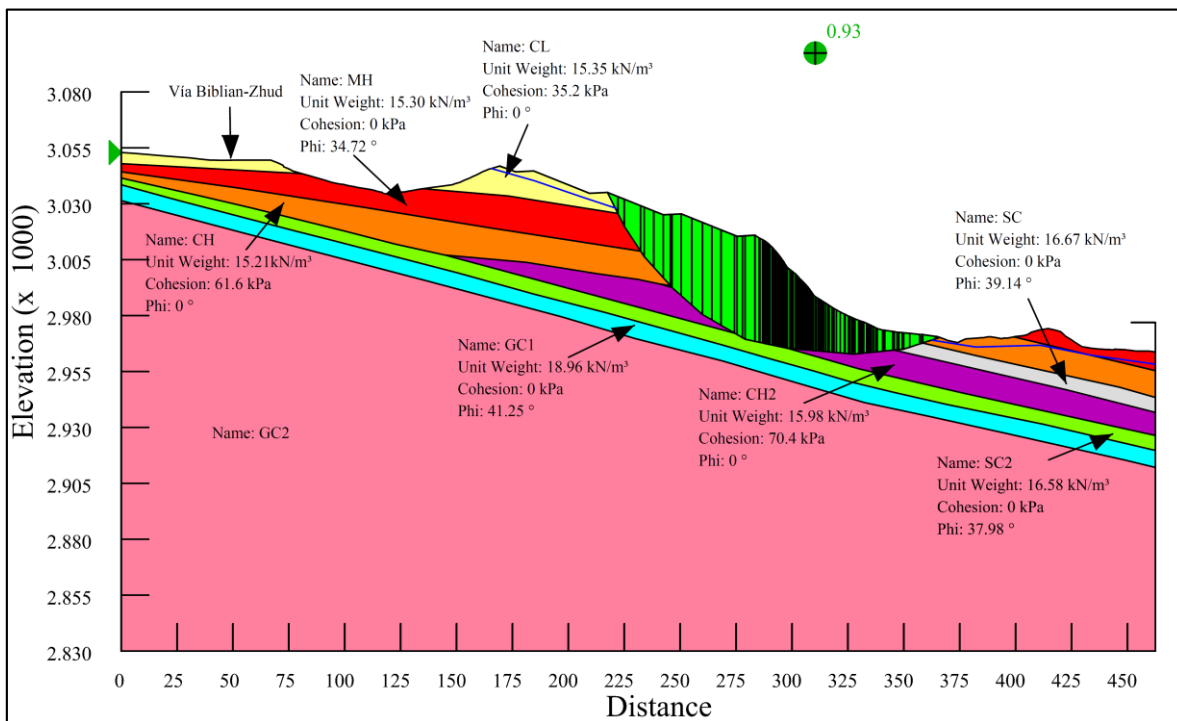


Figura 6.42 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 3)

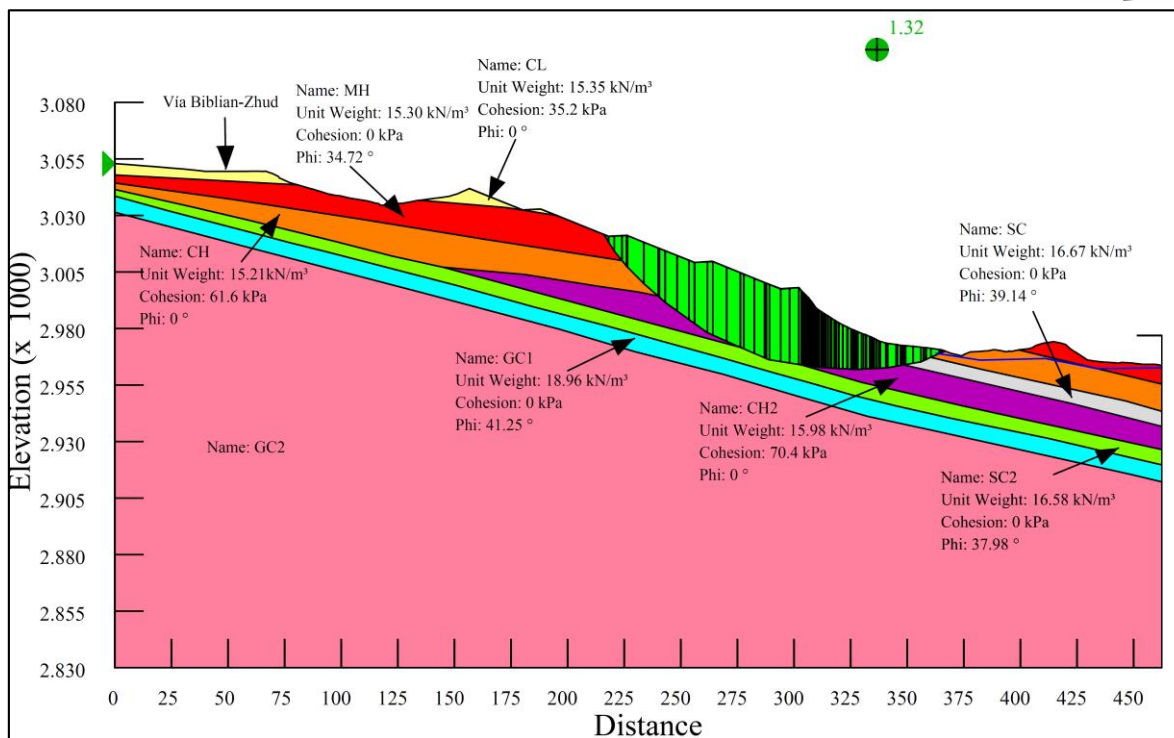


Figura 6.43 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 4)

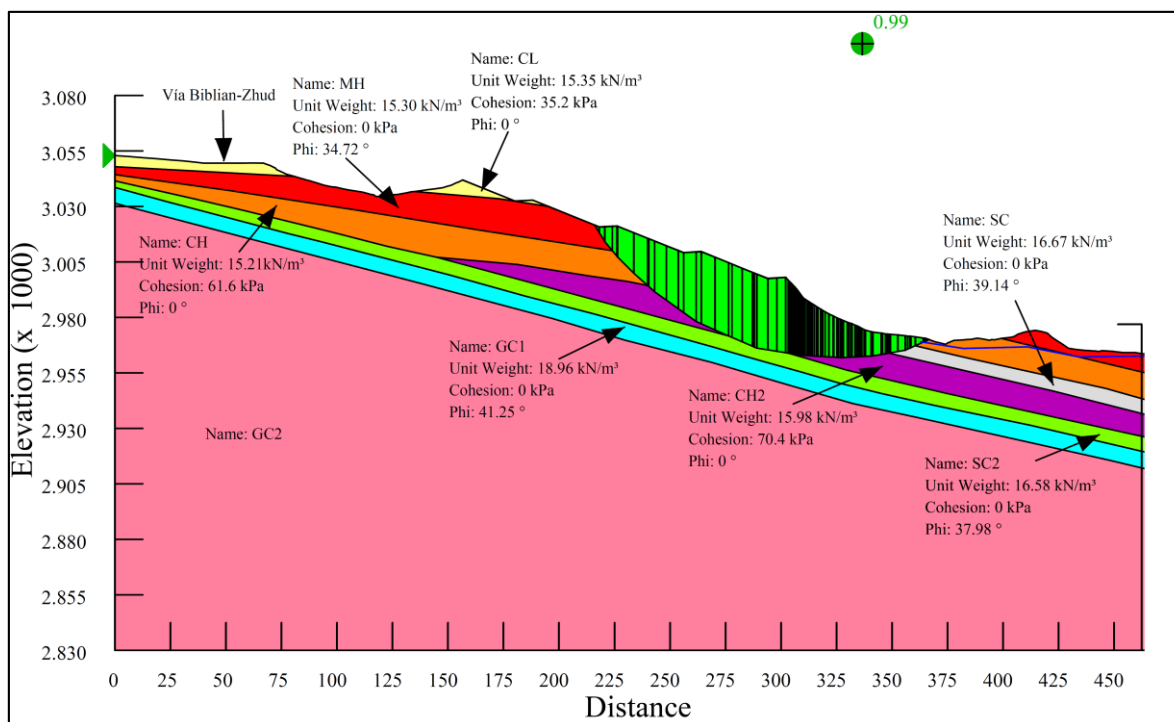


Figura 6.44 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 4)

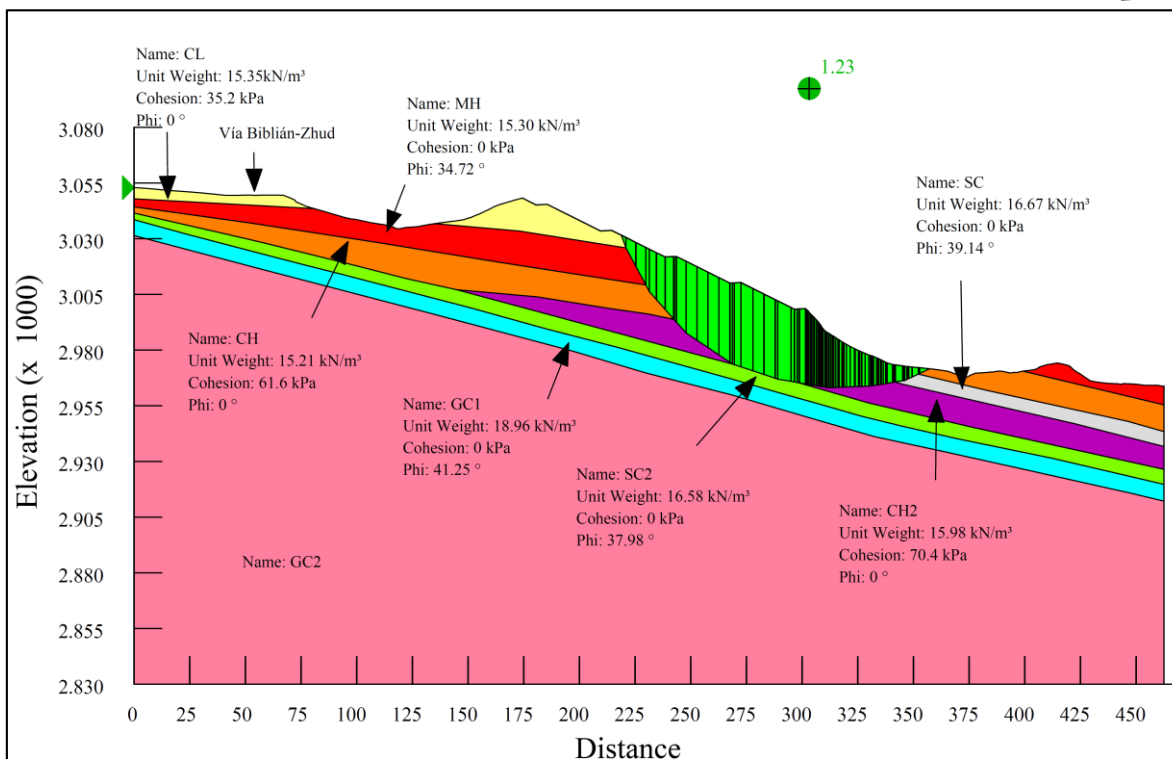


Figura 6.45 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 5)

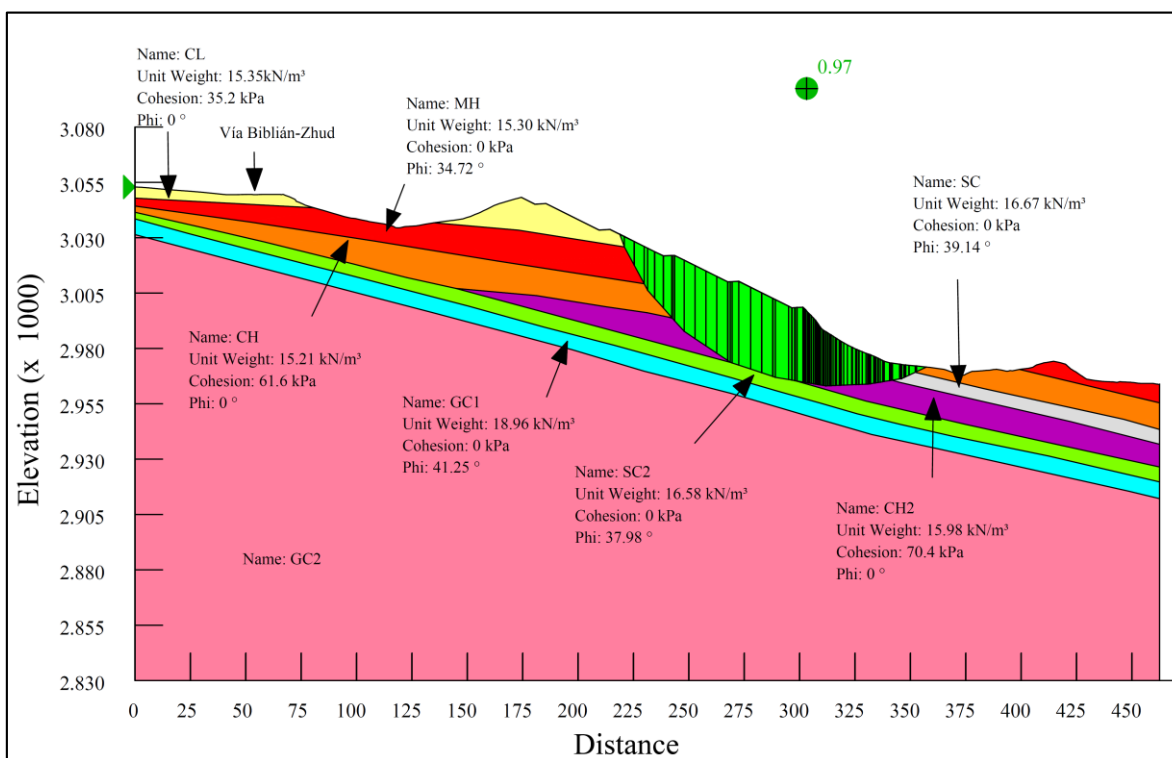


Figura 6.46 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 5)

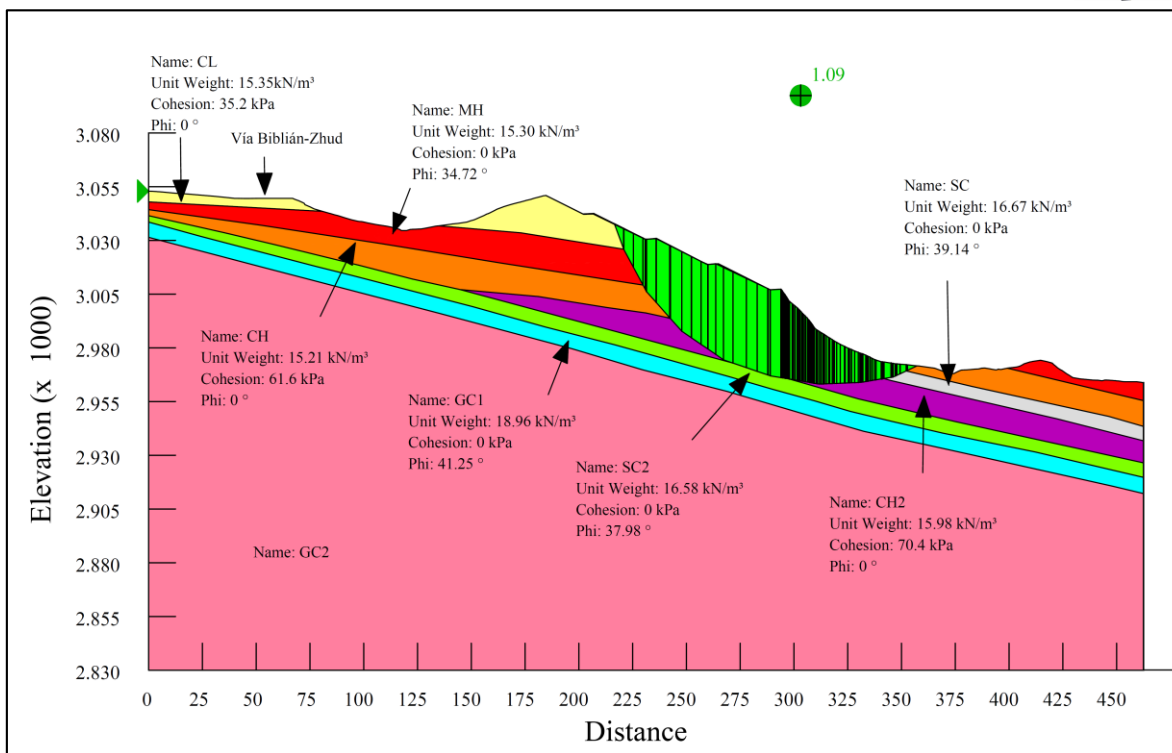


Figura 6.47 Factor de seguridad sin sismo del perfil 3 (alternativa 6)

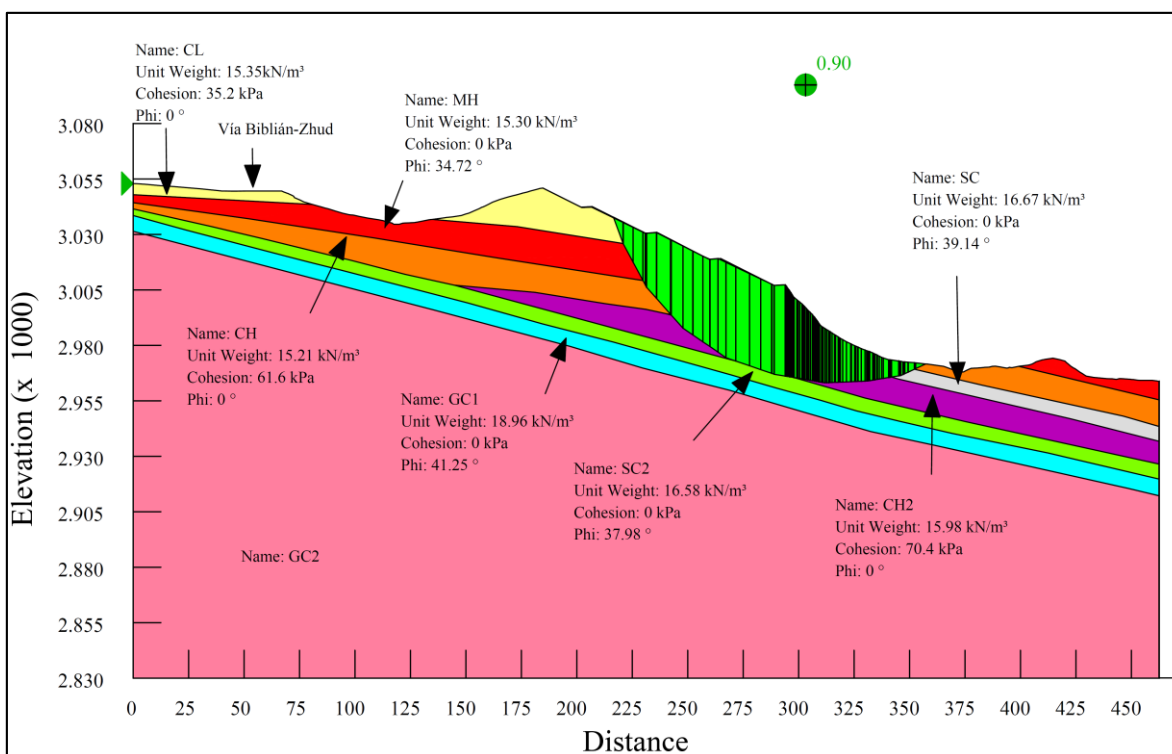


Figura 6.48 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 6)

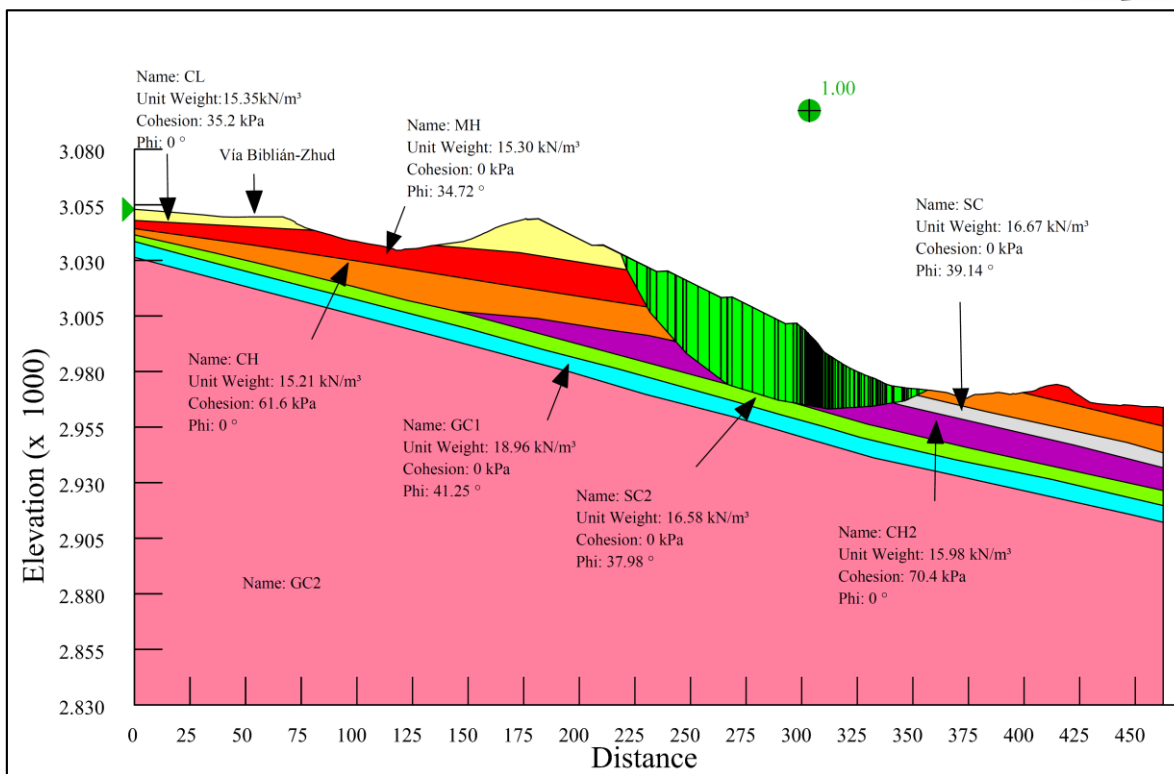


Figura 6.49 Factor de seguridad con sismo del perfil 3 (alternativa 7)

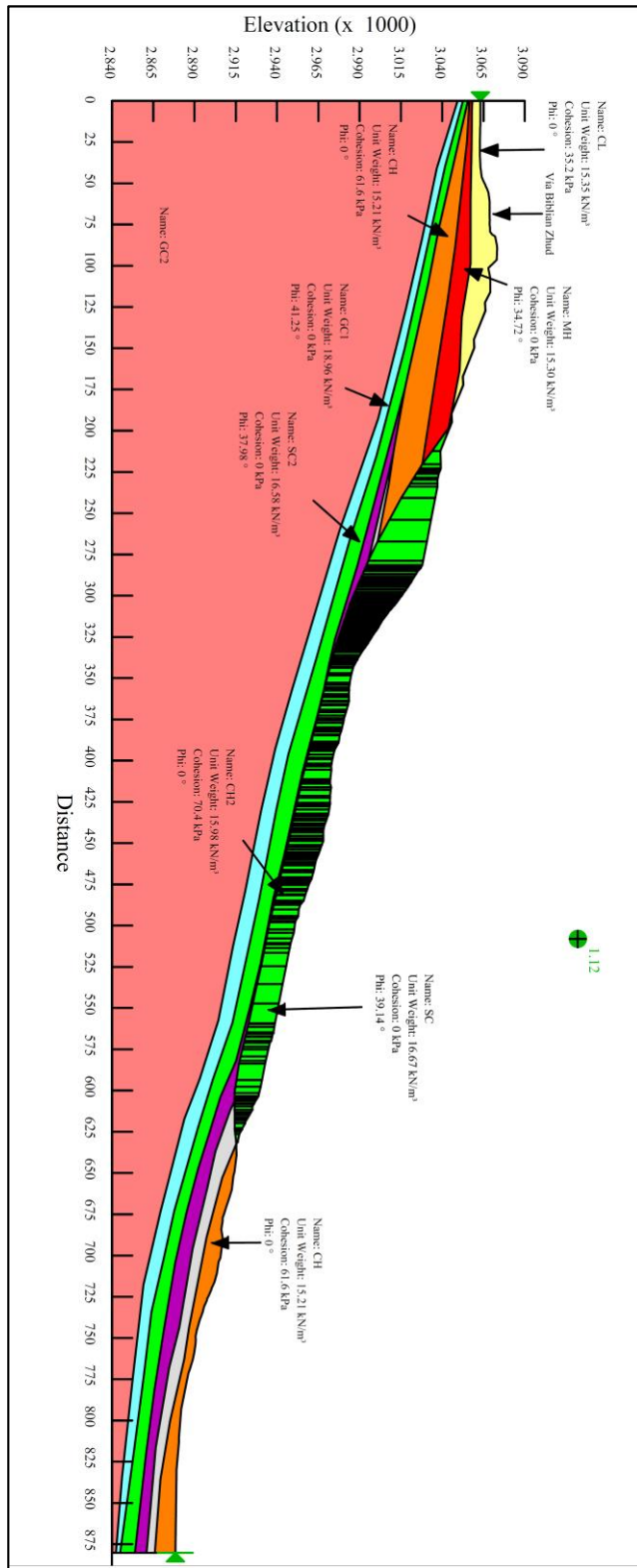


Figura 6.50 Fs global sin sismo perfil 1 (terrazas y drenaje)

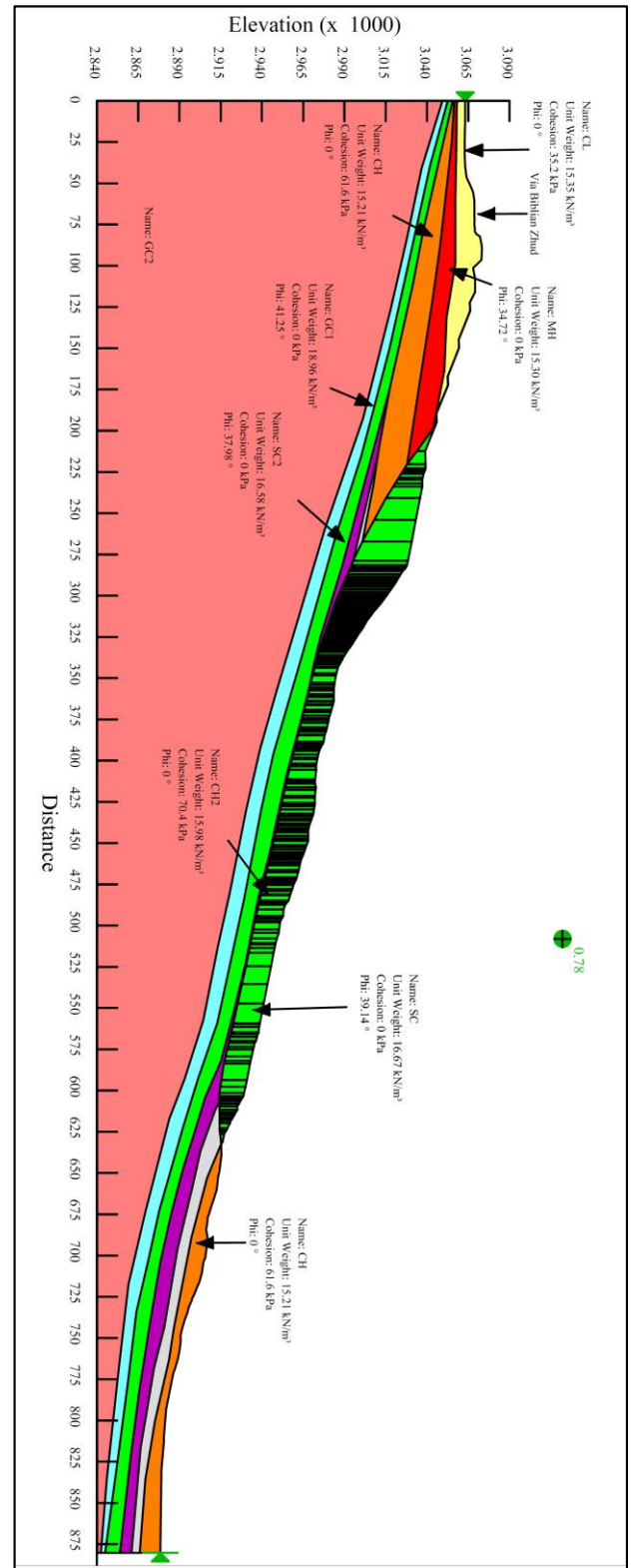


Figura 6.51 Fs global con sismo perfil 1 (terrazas y drenaje)

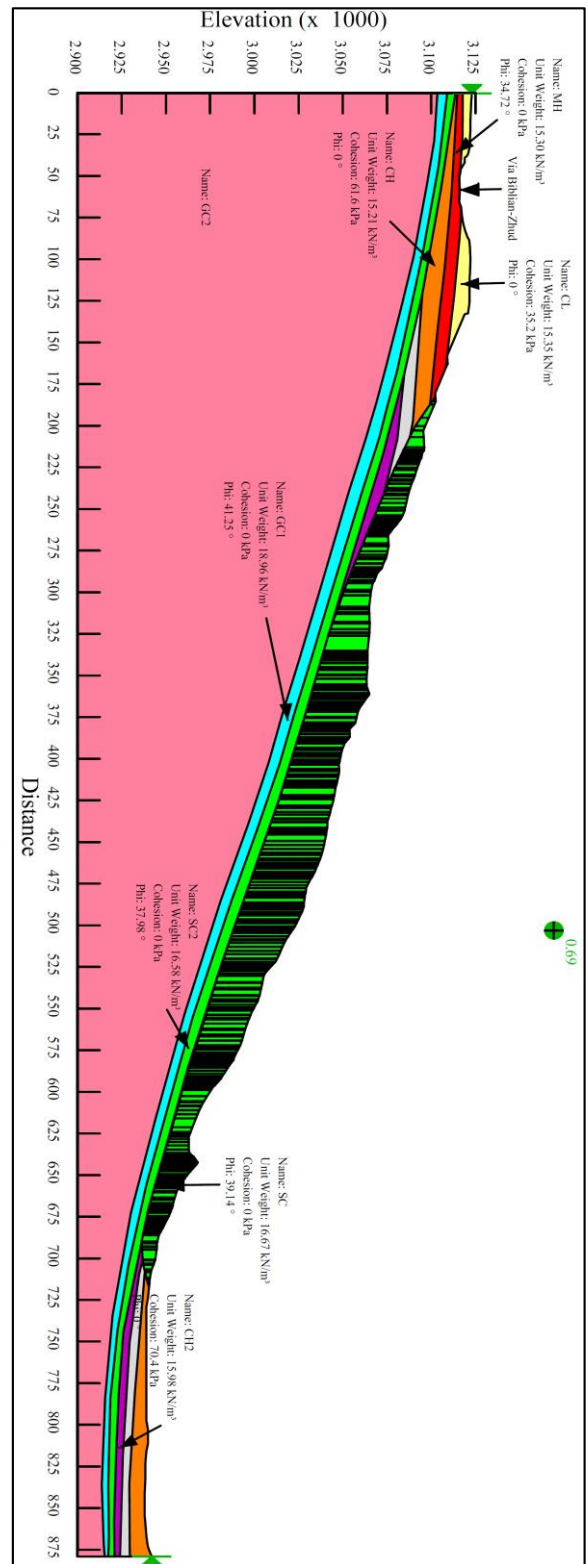
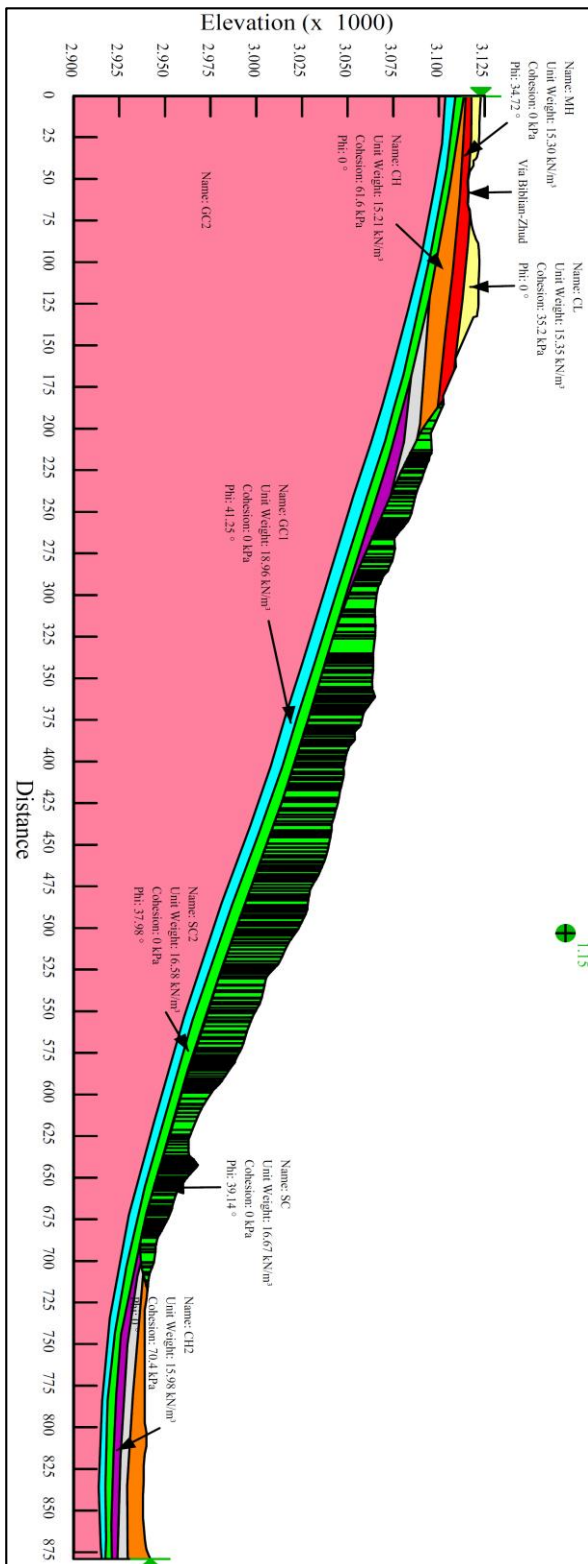


Figura 6.52 Fs global sin sismo perfil 2 (terrazas y drenaje). Figura 6.53 Fs global con sismo perfil 2 (terrazas y drenaje)

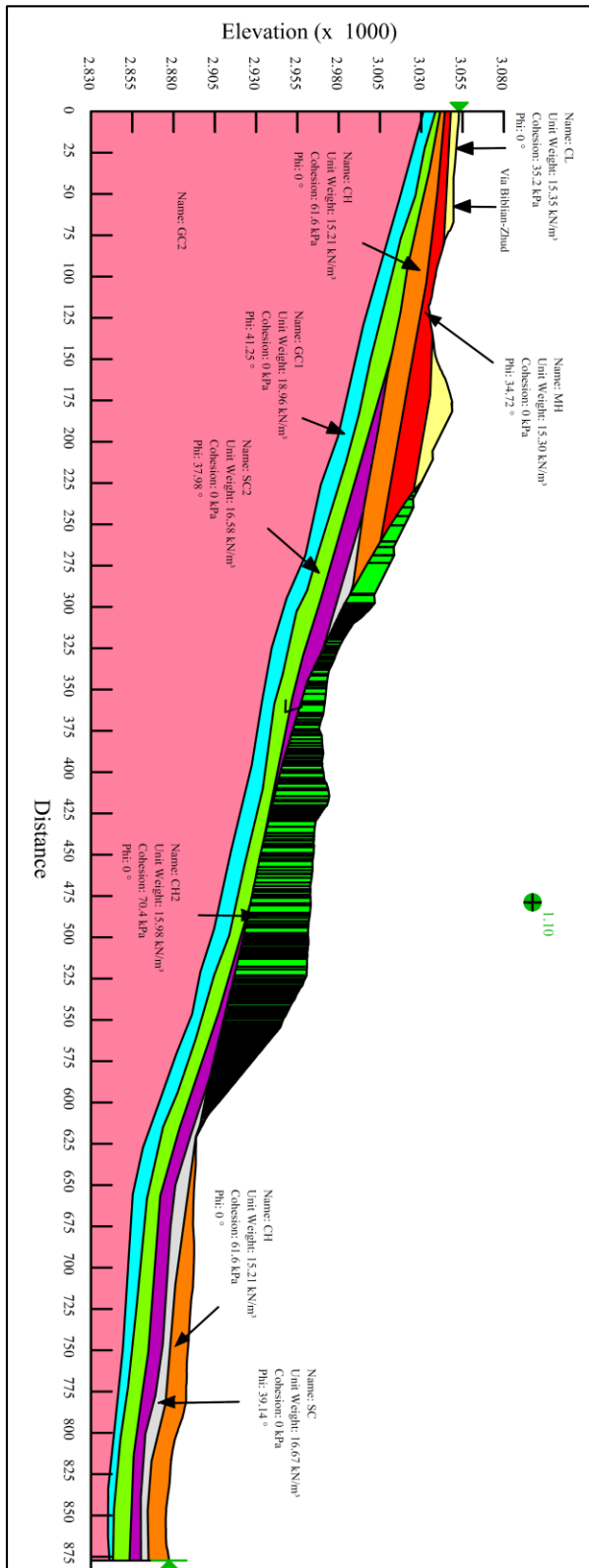


Figura 6.54 Fs global sin sismo perfil 3 (terrazas y drenaje).

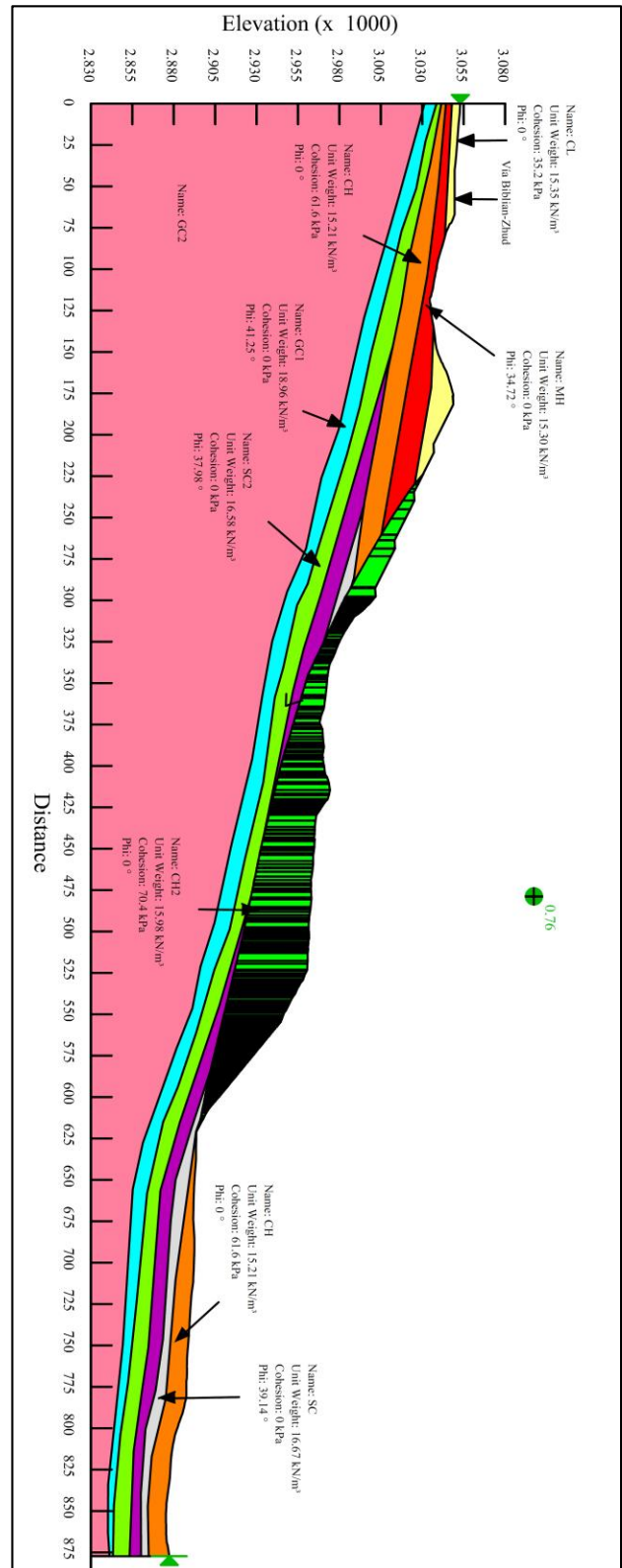


Figura 6.55 Fs global con sismo perfil 3 (terrazas y drenaje).



Anexo 7. Distribución de Gumbel

Los resultados obtenidos al aplicar la distribución de Gumbel para cada estación se muestran a continuación:

Tabla 6.1 Resultados del análisis de Gumbel estación M031 Cañar

Tr años	F(X)	u	x	Id mm/h
5	0.8	20.55	28.50	1.19
10	0.9	20.55	32.48	1.35
25	0.96	20.55	37.51	1.56
50	0.98	20.55	41.24	1.72
100	0.99	20.55	44.95	1.87

Tabla 6.2 Resultados del análisis de Gumbel estación M411 Ingapirca

Tr	Fx	u	P mm	IdTr mm/h
5	0.8	27.09	39.46	1.64
10	0.9	27.09	45.66	1.90
25	0.96	27.09	53.48	2.23
50	0.98	27.09	59.28	2.47
100	0.99	27.09	65.05	2.71

Tabla 6.3 Resultados del análisis de Gumbel estación M412 Suscal

Tr	Fx	u	P mm	IdTr mm/h
5	0.8	44.73	67.22	2.80
10	0.9	44.73	78.47	3.27
25	0.96	44.73	92.68	3.86
50	0.98	44.73	103.23	4.30
100	0.99	44.73	113.70	4.74



Anexo 8. Distribución de estadístico de Kolmogorv – Smirnov (D_n).

Se tabula d tal que $P(D_n > d) = \alpha$

Tabla 6.4 Valores de D_n de la distribución de Kolmogorov - Smirnov.

n	α					n	α				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01		0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.900	0.950	0.975	0.990	0.995	21	0.226	0.259	0.287	0.321	0.344
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929	22	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
3	0.565	0.636	0.780	0.785	0.829	23	0.216	0.247	0.275	0.307	0.330
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734	24	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
5	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669	25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617	26	0.204	0.233	0.259	0.290	0.311
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576	27	0.200	0.229	0.254	0.284	0.305
8	0.358	0.410	0.454	0.507	0.542	28	0.197	0.225	0.250	0.279	0.300
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513	29	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.489	30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468	31	0.187	0.214	0.238	0.266	0.285
12	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449	32	0.184	0.211	0.234	0.262	0.281
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432	33	0.182	0.208	0.231	0.258	0.277
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418	34	0.179	0.205	0.227	0.254	0.273
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404	35	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
16	0.258	0.295	0.327	0.366	0.392	36	0.174	0.199	0.221	0.247	0.265
17	0.250	0.286	0.318	0.355	0.381	37	0.172	0.196	0.218	0.244	0.262
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371	38	0.170	0.194	0.215	0.241	0.258
19	0.237	0.271	0.301	0.337	0.361	39	0.168	0.191	0.213	0.238	0.255
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352	40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
						> 40	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.52/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$



Anexo 9. Diseño Hidráulico de los elementos de Drenaje

Tabla 6.5 Cálculo Hidráulico de la Cuneta de Coronación

Descripción	Símbolo	Unidad	Terraceo 2
Caudal	Q	m ³ /s	0.105
n Manning	n		0.04
Pendiente Lados	m	(V:H)	1.5
Pend. Longitudinal	So	%	1.5
Base	B	m	0.6
Radio Hidráulico	Rh	m	0.128
Altura Flujo	yo	m	0.19
Altura Libre	y	m	0.15
Altura	H	m	0.4
Velocidad	v	m/s	0.78

Tabla 6.6 Cálculo Hidráulico de los canales de encauzamiento zona 1

Sector	Estructura de Drenaje	Q m ³ /s	S0 (%) m/m	m m/m	Manning n	Base m	Rh m	yo m	y m	H m	Velocidad m/s
C1	C1 Tramo 1	0.93	1.26	1.50	0.04	0.60	0.320	0.68	0.10	0.75	1.31
C2	C2 Tramo 1	0.59	5.20	1.50	0.04	0.50	0.207	0.39	0.10	0.60	1.99
C3	C3 Tramo 1	0.54	1.67	1.50	0.04	0.60	0.246	0.47	0.10	0.50	1.27
	C3 Tramo 2	2.13	0.95	1.50	0.04	1.00	0.459	0.91	0.10	1.00	1.45
C4	C4 Tramo 1	0.27	1.51	1.50	0.04	0.40	0.195	0.40	0.10	0.50	1.03
	C4 Tramo 2	0.92	9.61	1.50	0.04	0.40	0.217	0.46	0.05	0.50	2.80

Tabla 6.7 Cálculo Hidráulico de los canales colectores zona 2 y 3

Sector	Estructura de Drenaje	Q m ³ /s	S0 (%) m/m	m m/m	Manning n	Base m	Rh m	yo m	y m	H m	Velocidad m/s
T1	C5	0.030	2.00	1.50	0.04	0.30	0.08	0.12	0.10	0.30	0.64
T2	C6	0.323	2.00	1.50	0.04	0.40	0.20	0.40	0.05	0.45	1.20
T2	C7	0.091	2.00	1.50	0.04	0.30	0.12	0.23	0.10	0.35	0.87
T2	C8	0.094	2.00	1.50	0.04	0.30	0.12	0.23	0.10	0.35	0.88
T2	C9	0.110	2.00	1.50	0.04	0.30	0.13	0.26	0.10	0.35	0.91
T2	C10	0.262	4.66	1.50	0.04	0.40	0.14	0.25	0.10	0.35	1.87
T2	C11	0.209	0.78	1.50	0.04	0.40	0.20	0.41	0.10	0.50	0.75
T2	C12	0.179	2.39	1.50	0.04	0.40	0.15	0.28	0.10	0.40	1.10
T2	C13	0.173	2.46	1.50	0.04	0.40	0.15	0.27	0.10	0.35	1.09
T3	C14	0.051	2.00	1.50	0.04	0.30	0.10	0.17	0.10	0.30	0.75
T3	C15	0.050	2.00	1.50	0.04	0.30	0.10	0.16	0.10	0.30	0.74
T3	C16	0.056	2.00	1.50	0.04	0.30	0.10	0.18	0.10	0.30	0.77
T3	C17	0.058	2.00	1.50	0.04	0.30	0.10	0.18	0.10	0.30	0.78
T3	C18	0.148	2.76	1.50	0.04	0.40	0.14	0.24	0.10	0.35	1.10
T3	C19	0.238	3.00	1.50	0.04	0.40	0.16	0.31	0.10	0.40	1.29



Tabla 6.8 Cálculos hidráulicos de los subdrenes de zanja

Intensidad mm/h	Factor Retención	Factor Infiltración	Pendiente So
93.44	0.50	0.50	1

Estructura de Drenaje	L (m)	Nf-Nd cm	Q inf (cm ³ /s)	K cm/s	A0 cm ²	Gradiente i	Q nf (cm ³ /s)	Q total (cm ³ /s)	Ø tubería mm
S1	589.00	300	3.06E+04	8.30E-06	1.77E+07	0.38	55.00	3.06E+04	200
S2	457.00	300	1.48E+04	8.30E-06	1.37E+07	6.00E-01	68.28	1.49E+04	200
S3	626.00	300	3.25E+04	8.30E-06	1.88E+07	3.75E-01	58.45	3.26E+04	200
S4	660.00	500	2.14E+04	8.30E-06	3.30E+07	1.00E+00	273.90	2.17E+04	200
S	357.00	250	1.02E+04	8.30E-06	7.18E+06	4.55E-01	27.07	1.03E+04	110
S5	67.42	200	4.37E+04	1.00E-05	1.35E+06	2.00E-02	0.27	4.37E+04	200
S6	287.00	200	9.31E+03	8.30E-06	5.74E+06	4.00E-01	19.06	9.33E+03	110
S7	291.20	200	9.45E+03	1.00E-05	5.82E+06	4.00E-01	23.30	9.47E+03	110
S8	295.50	200	9.59E+03	1.00E-05	5.91E+06	4.00E-01	23.64	9.61E+03	110
S9	299.80	200	9.73E+03	8.30E-06	6.00E+06	4.00E-01	19.91	9.75E+03	110
S10	130.00	200	4.47E+03	8.30E-06	2.60E+06	4.00E-01	8.63	4.48E+03	110
S11	151.50	200	7.95E+03	8.30E-06	3.03E+06	2.50E-01	6.29	7.95E+03	110
S12	154.23	200	7.21E+03	8.30E-06	3.08E+06	2.50E-01	6.40	7.21E+03	110
S13	133.59	200	3.94E+03	8.30E-06	2.67E+06	4.00E-01	8.87	3.95E+03	110
S14	112.10	200	3.64E+03	8.30E-06	2.24E+06	4.00E-01	7.44	3.64E+03	110
S15	118.95	200	3.86E+03	8.30E-06	2.38E+06	4.00E-01	7.90	3.87E+03	110
S16	125.81	200	4.08E+03	1.00E-05	2.52E+06	4.00E-01	10.06	4.09E+03	110
S17	132.66	200	4.30E+03	1.00E-05	2.65E+06	4.00E-01	10.61	4.31E+03	110
S18	125.72	200	3.67E+03	1.00E-05	2.51E+06	4.00E-01	10.06	3.68E+03	110
S19	129.37	200	3.82E+03	8.30E-06	2.59E+06	4.00E-01	8.59	3.83E+03	110



Tabla 6.9 Cálculos hidráulicos de las rápidas

Estructura de Drenaje											
Descripción	Unidad	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
Caudal	m ³ /s	1.67	1.23	2.32	0.62	0.83	1.09	0.35	0.22	0.36	0.60
n Manning		0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
Pend. Longitudinal	%	23.20	14.60	14.40	34.37	47.96	20.00	22.80	71.23	17.04	72.68
Base	m	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.40	0.30	0.40	0.40
Altura	m	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.40	0.30	0.40	0.40
Vel. sin rugosidad	m/s	9.60	7.48	8.52	8.28	10.17	7.99	6.41	8.59	5.82	11.30
Tipo de rugosidad		C	C	C	A	A	C	C	A	A	A
Radio Hidráulico	m	0.2	0.19	0.25	0.16	0.17	0.17	0.11	0.08	0.13	0.13
C Chezy		20.94	24.77	24.27	11.89	13.48	24.97	22.34	16.49	16.27	13.75
Altura rugosidad σ	m	0.025	0.02	0.02	0.02	0.02	0.015	0.01	0.01	0.02	0.02
Calado y	m	0.62	0.5	0.5	0.37	0.37	0.38	0.25	0.19	0.38	0.37
$h = y - \sigma$	m	0.595	0.480	0.480	0.350	0.350	0.365	0.240	0.180	0.360	0.350
Relación	h/σ	23.8	24	24	17.5	17.5	24.3	24	18	18	17.5
Comprobación	$h/\sigma > 3$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Velocidad final	m/s	4.5	4.09	4.5	2.8	3.73	4.5	3.54	3.44	4.17	3.63